



Universidad Carlos III de Madrid

Escuela Politécnica Superior

INGENIERÍA INDUSTRIAL

MECÁNICA DE MÁQUINAS Y ESTRUCTURAS

PROYECTO FIN DE CARRERA

***CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA Y
CIMENTACIÓN DEL RACK PRINCIPAL DEL
EDIFICIO DE TURBINAS DE UNA CENTRAL
TÉRMICA DE CICLO COMBINADO***

Autor:

Tutor Universidad :

Tutor Empresa:

DAVID PÉREZ SÁNCHEZ

JOSE LUIS PÉREZ CASTELLANOS

NARCISO GÁRATE AVENZA

Madrid - SEPTIEMBRE DE 2010

Proyecto Fin de Carrera
CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA Y CIMENTACIÓN DEL RACK
PRINCIPAL DEL EDIFICIO DE TURBINAS DE UNA CENTRAL
TÉRMICA DE CICLO COMBINADO

Autor
DAVID PÉREZ SÁNCHEZ

Tutor
JOSE LUIS PÉREZ CASTELLANOS

La defensa del presente Proyecto Fin de Carrera se realizó el día
de de 20 , siendo calificada por el siguiente tribunal:

PRESIDENTE:

SECRETARIO:

VOCAL:

y habiendo obtenido la siguiente calificación:

CALIFICACIÓN:

Leganés, a de de 20

A Marta

Agradecimientos

He de expresar mi profundo agradecimiento a todas aquellas personas que me han dado la oportunidad de desarrollarme, tanto intelectual como personalmente.

No puedo nombrar a todos, pero si quiero reconocer específicamente el valor a algunos de ellos:

Mi familia, por su apoyo y empuje incondicional.

D. Jose Luis Pérez Castellanos, mi director de proyecto, cuya importancia es vital en el desarrollo del mismo y me ha aportado un punto de vista del mundo ingenieril muy interesante a partir de su experiencia.

Al departamento Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras, muy presente a lo largo de toda la carrera y en especial en esta etapa final.

Al departamento Civil de Empresarios Agrupados, sin su ayuda no hubiese sido posible la realización de este proyecto fin de carrera.

Mis compañeros de clase, los cuales me han motivado a hacerlo lo mejor posible, con sus ejemplos de trabajo y excelencia en las distintas áreas de la carrera.

Mis amigos, de un valor incalculable, quienes como decía Sócrates: 'Amigo es no solo quien perdona un error, sino también quien ayuda a que no vuelva a cometerlo'.

Los profesores de la universidad, que han hecho posible alcanzar un nivel de conocimientos técnicos necesarios para la realización del proyecto.

Y a todos aquellos que olvido nombrar.

Resumen

El presente Proyecto Fin de Carrera consiste en el cálculo y comprobación de la estructura y cimentación del rack principal de tuberías del edificio de turbinas de la central de ciclo combinado de Lares (Coimbra, Portugal).

Partiendo de unos datos previos de diseño se calcularán todas las acciones a las que estará sometida el edificio y se modelizará tanto la estructura como la cimentación con el programa de cálculo estructural STAAD.Pro 2007, comprobando finalmente que el diseño cumple con la normativa aplicada.

Así mismo se incluye un estudio del coste de ingeniería y de los costes de construcción.

Abstract

This project consist of the calculation and verification of the structure and foundation of a principal pipe rack of a turbine building in the Lares Combined-Cycle Power Plant (Coimbra, Portugal).

Based on preliminary data design are calculated all the shares to which the building will be subject and both the structure and foundation is modeled with the program of structural calculation STAAD.Pro 2007, checking finally that the design fulfills regulation.

It also includes a study of the cost of engineering and construction costs.

Índice General

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivos	2
2. ANTECEDENTES	3
2.1. Antecedentes generales	3
2.1.1. Situación	3
2.1.2. Características geotécnicas	4
2.2. Software de cálculo	4
3. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	7
4. ACCIONES SOLICITANTES	9
4.1. Carga Permanentes	9
4.2. Sobrecargas de uso	11
4.3. Definición de las cargas debidas a las tuberías	11
4.4. Cargas de viento	14
4.5. Cargas de nieve	15
4.6. Cargas térmicas	15
4.7. Cargas sísmicas	15
4.8. Acciones Reológicas	17
4.9. Cargas de construcción	18
5. MATERIALES	19
5.1. Acero Estructural	19
5.2. Acero para armaduras	20
5.3. Hormigones y Morteros	20
6. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO	23
6.1. Normativa	23
6.2. Requisitos fundamentales	24
6.3. Principios de cálculo en estado límite	25
6.3.1. Generalidades	25
6.3.2. Situaciones del proyecto	26

6.3.3.	Estados límite últimos	26
6.3.4.	Estados límite de servicio	27
6.3.5.	Calculo en estados límite	28
6.4.	Variables Fundamentales	28
6.4.1.	Acciones y condiciones ambientales	28
6.4.2.	Valores característicos	29
6.5.	Análisis estructural	30
6.5.1.	Modelización estructural	30
6.5.2.	Valores de diseño de las acciones	31
6.6.	Estado Límite Último (ELU)	31
6.6.1.	Combinaciones de acciones en ELU	31
6.6.2.	Combinación de acciones en ELS	35
7.	METODOLOGÍA APLICADA A LA ESTRUCTURA	39
7.1.	Dimensiones del edificio	39
7.2.	Predimensionamiento de los perfiles utilizados	40
7.2.1.	Modelo en 2D	40
7.2.2.	Perfiles metálicos	41
7.2.3.	Criterio de elección de los perfiles	43
7.3.	Combinaciones de carga	43
7.3.1.	Estado Límite Último	44
7.3.2.	Estado Límite de Servicio	45
7.4.	Comprobación de la Estructura Metálica	45
7.4.1.	Método de Análisis	45
7.4.2.	Estados Límite Últimos (ELU)	46
7.4.3.	Estados límite de servicio (ELS)	47
7.4.4.	Resultados	48
8.	METODOLOGÍA APLICADA A LA CIMENTACIÓN	53
8.1.	Tipología de cimentaciones	53
8.2.	Dimensiones de la cimentación	54
8.2.1.	Losa	54
8.2.2.	Pilotes	55
8.3.	Cargas de la cimentación	55
8.4.	Propiedades del terreno	56
8.4.1.	Distribución de las capas	56
8.5.	Capacidad de los pilotes	56
8.5.1.	Resumen de cargas	57
8.5.2.	Análisis vertical	57
8.5.3.	Análisis horizontal	58
	Efecto de Grupo	58
	Esfuerzo cortante	58
8.5.4.	Constantes de los muelles	58
8.6.	Armado de la losa de cimentación	58

8.6.1.	Esfuerzos actuantes en la losa	60
	Gráficas en losa	60
8.6.2.	Cálculo de cuantías mínimas	60
8.6.3.	Armadura de flexión	62
8.6.4.	Armadura de Cortante	63
8.6.5.	Armadura de punzonamiento	63
	Pilotes de esquina	65
	Pilotes de borde	65
8.6.6.	Fisuración	66
8.6.7.	Resumen de resultados	68
9.	INVERSIÓN	69
9.1.	Costes de Ingeniería	69
9.2.	Costes de construcción	69
9.3.	Costes totales	71
10.	CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS	73
10.1.	Conclusiones	73
10.1.1.	Conclusiones personales	74
10.2.	Trabajos futuros	74
	BIBLIOGRAFÍA	77
	GLOSARIO	79
A.	CÁLCULO DE LAS CARGAS DE VIENTO	79
B.	COMPROBACIONES ELU EN EC-3	87
C.	RESULTADOS	109

Lista de Figuras

2.1. Ubicación de la central.	4
3.1. Planta y alzado del edificio.	8
4.1. Cargas permanentes.	10
4.2. Sobrecarga.	11
4.3. Térmico de operación.	12
4.4. Fuerza de fricción	13
4.5. Sismo en las tuberías.	13
4.6. Prueba hidráulica.	14
4.7. Espectro del sismo estructural (cercano y lejano).	18
7.1. Modelo de la estructura.	39
7.2. Pórtico en 3D.	40
7.3. Pórtico en 2D.	41
7.4. Perfil HE.	42
7.5. Perfil UPN.	42
7.6. Perfil L.	43
7.7. Perfiles de la estructura en 2D.	44
7.8. Ejemplo resultados de la viga más solicitada.	49
7.9. Dirección X max desplazamientos.	50
7.10. Dirección Y max desplazamientos.	50
7.11. Dirección Z max desplazamientos.	51
8.1. Losa de cimentación.	54
8.2. Dimensiones de la losa.	55
8.3. Ejes locales.	59
8.4. Envolvente de $+M_x$ ($kN \cdot m/m$).	60
8.5. Envolvente de $-M_x$ ($kN \cdot m/m$).	60
8.6. Envolvente de $+M_y$ ($kN \cdot m/m$).	61
8.7. Envolvente de $-M_y$ ($kN \cdot m/m$).	61
8.8. Envolvente de $ V $ (kN/m).	61
8.9. Diagramas de interacción M_{dx}	62
8.10. Diagramas de interacción M_{dy}	63

8.11. Pilote de esquina.	66
8.12. Pilote de borde.	67
A.1. Presión dinámica del viento (RSA).	81
A.2. Coeficientes de presión (RSA).	84
A.3. Coeficientes de fuerza en construcciones cerradas de forma cilíndrica o prismática (RSA).	85
A.4. Coeficientes de fuerza para perfiles (RSA).	86
B.1. Clases de secciones y su comportamiento.	88
B.2. Diagramas cargas-desplazamientos según la clase de sección.	89
B.3. Clases de secciones según EC-3.	90
B.4. Ejes de secciones.	90
B.5. Diagrama de interacción momento cortante.	93
B.6. Longitudes de pandeo.	96
B.7. Curvas de pandeo.	97
B.8. Pandeo lateral.	98
B.9. Pandeo de Euler.	98
B.10. Coeficientes de reducción frente esbeltez.	99
B.11. Coeficientes del momento equivalente.	101
B.12. Flechas frente a rigidez transversal.	103
B.13. Bandas longitudinales.	103
B.14. Tensiones límites y curva carga-desplazamientos.	104
B.15. Distribuciones según anchura.	104
B.16. Almas de las piezas solicitadas a flexión.	105
B.17. Piezas comprimidas intermedias.	107
B.18. Piezas comprimidas extremas.	108

Lista de Tablas

2.1. Características mecánicas del terreno	4
4.1. Espectro sísmico de tipo 1 (sismo cercano).	17
4.2. Espectro sísmico de tipo 2 (sismo lejano).	17
5.1. Coeficientes parciales de seguridad.	20
6.1. Eurocódigos.	24
6.2. Coeficientes parciales de seguridad.	35
6.3. Factores de combinación.	37
7.1. Combinaciones de carga ELU	44
7.2. Combinaciones de carga ELS	45
7.3. Resumen de desplazamientos máximos y mínimos.	49
8.1. Pilotes utilizados.	55
8.2. Distribución de las capas.	56
8.3. Resumen de cargas sobre los pilotes.	57
8.4.	57
8.5. Condiciones de servicio.	57
8.6. Tabla resumen de los parámetros en la fisuración.	68
A.1. Coeficientes dinámicos de presión del viento.	82
B.1. Coeficientes de imperfección.	95
B.2. Valores del coeficiente k	106

INTRODUCCIÓN

SE podría definir una Central de Ciclo Combinado como un Sistema Energético altamente eficiente, de bajos costes de inversión en comparación con los restantes Sistemas Energéticos de Generación de Electricidad, de un corto plazo de ejecución, con una gran flexibilidad de operación, con un bajo impacto ambiental, que puede instalarse próximo a los Centros de consumo, con el consiguiente ahorro en pérdidas por transporte, y sin que sea necesario instalar nuevas líneas de Alta Tensión, y usando un combustible, de fácil transporte y manejo como es el Gas Natural. El Ciclo Combinado permite una amplia variedad de configuraciones para adaptarse a las necesidades de cada mercado: subidas y bajadas rápidas de carga, cortos tiempos de arranque partiendo de máquina parada, etc.

1.1. Motivación

Hoy en día el desarrollo está fuertemente vinculado al consumo energético, tanto en la industria como a nivel personal. Esto provoca un aumento en el consumo energético aunque paralelamente se están desarrollando formas más eficientes de producir energía eléctrica.

Portugal se encuentra en el puesto número 44 [6] en consumo eléctrico. Y en producción está desarrollando fuertemente las energías sostenibles. En 2006, la mayor planta de energía solar del mundo comenzó a producir electricidad en el soleado sur del país; mientras que la primera planta comercial de obtención de energía por oleaje, abrió sus puertas en octubre de 2006 en el norte de Portugal. En 2008, más del 43 % de la energía consumida del país estaba producida por energías renovables, a pesar de que la energía hidroeléctrica se había visto reducida debido a las severas sequías que afectaron de manera regular al país [5].

Si a las características generales de los Ciclos Combinados añadimos la liberalización de los mercados eléctricos facilitando la entrada de nuevos generadores y el hecho, al menos de partida, de un combustible barato, tendremos la explicación del entusiasmo por este tipo de instalaciones.

EFICIENCIA:	49 % - 58 %	Ciclo Combinado
	37 % - 44 %	Centrales de F.O. ó carbón.
INVERSIÓN:	450 E/kW	Ciclo Combinado
	800 - 900 E/kW	Carbón
	1500 E/kW	Nuclear
PLAZO EJECUCIÓN:	2 Años	Ciclo Combinado
	3,5 Años	Carbón
	5 Años	Nuclear

1.2. Objetivos

El objeto de este proyecto es el diseño, dimensionamiento y comprobación de la estructura metálica, así como el dimensionamiento y comprobación de las cimentaciones del tramo de PIPE RACK que bordea el edificio de turbina de la Central Térmica de Ciclo Combinado de Lares (Coimbra, Portugal).

El alcance se limita a los siguientes aspectos:

- Geometría de los elementos estructurales, definiéndolos de acuerdo con las necesidades exigidas por las normas y criterios aplicados.
- Dimensionamiento y comprobación del estado tensional de los distintos elementos de la estructura metálica.
- Determinación del nivel de deformación de los distintos elementos.
- Diseño de la cimentación que comprende dos aspectos:
 - Comprobación del estado de tensiones y deformaciones del terreno.
 - Dimensionado y armado de los distintos elementos de la cimentación del Rack.

Quedando fuera del alcance del documento los elementos de fijación para el soportado y apoyo de las tuberías.

ANTECEDENTES

2.1. Antecedentes generales

LA central térmica en la que se va a encontrar el edificio de turbinas, de 862 MW de potencia total, consta de dos grupos idénticos mono-eje de 431 MW que utilizan gas natural como combustible principal y gasóleo como combustible alternativo.

Cada grupo está compuesto por una turbina de gas, una caldera de recuperación de calor, una turbina de vapor y un alternador, alojados en una nave común, en la que se situará, asimismo, todos sus equipos auxiliares, incluyendo sistemas de aceite, refrigeración, entradas de aire y salidas de gases, cuadros eléctricos de protección y medida, interruptores, transformadores de alimentación de servicios auxiliares, bombas de condensado, sistemas de vacío del condensador, etc. Los gases de escape de la turbina de gas, se dirigen a su correspondiente caldera de recuperación, situada en el exterior de la nave de turbinas.

La refrigeración se realiza mediante un sistema independiente de agua de circulación en circuito cerrado, de agua de río, con torres de refrigeración de tiro mecánico. El agua de aportación al ciclo, para otras aplicaciones, procede del mismo río Mondego.

Los transformadores, se localizan en el exterior del edificio de turbinas y anexos al mismo.

2.1.1. Situación

La central se encuentra localizada en Vila Verde, Figueira de Foz en el distrito de Coimbra de la región centro de Portugal. Por la central atraviesa el río Mondego cuya desembocadura al Océano Atlántico se encuentra a pocos kilómetros, debido a esto la central se encontrará sujeta una atmósfera salina.

La elevación de la planta se encontrará a 7 m sobre el nivel del mar.



Figura 2.1: Ubicación de la central.

2.1.2. Características geotécnicas

El terreno subyacente presenta las siguientes características mecánicas (tabla 2.1):

	Relleno Estructural
Carga máxima (casos normales de carga)	$1.5kg/cm^2$
Coeficiente de seguridad	3
Carga máxima (casos de viento y sísmicos)	$2kg/cm^2$
Densidad total	125 pcf
Coef. Presión activa	0.27
Coef. Presión pasiva	3.69
Coef. Presión reposo	0.43
Coef. de fricción suelo-estructura	0.45

Tabla 2.1: Características mecánicas del terreno

2.2. Software de cálculo

STAAD.Pro

Este software es ampliamente utilizado para análisis estático, dinámico de estructuras, para diseño de estructuras de acero, cemento, madera, aluminio, etc.

STAAD.Pro fue desarrollado por ingenieros y ha evolucionado desde hace más de 20 años.

STAAD Pro permite análisis estático, dinámico, P-delta, no-lineal, pandeo o de cables.

STAAD.Pro es un programa de análisis y diseño estructural que cumple con todos los estrictos requisitos de la NUPIC/NRC (Comisión Regulatoria Nuclear).

STAAD Pro tiene los reglamentos de construcción de la mayoría de los países incluyendo EE.UU., Gran Bretaña, Canadá, Australia, Francia, Alemania, España, Noruega, Finlandia, Suiza, India, China, Zona Euro, Japón, Dinamarca, México y Holand entre otros.

STAAD Pro es de tipo COM (Component Object Model) y está diseñado con una arquitectura abierta. Cualquier aplicación de terceros o doméstica podrá ser integrada sin dificultad a STAAD.Pro. Gracias a esta propiedad, se desarrolló una herramienta en excel que facilitará el análisis de los datos para facilitar el cálculo de la estructura, en especial la losa de cimentación[13].

AllPile

AllPile es un programa de análisis que facilita el estudio de todo tipo de pilotes, incluyendo tubos de acero, pilotes H, de hormigón, micropilotes (minipilotes), etc.

La mayor ventaja de este programa sobre otros es que combina la mayoría de los análisis en un sencillo programa. Calcula la compresión (con asientos), uplift, capacidad lateral, y análisis de grupo. AllPile hace el análisis de pilotes fácil, económico y en un tiempo reducido.

DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

EL *Pipe Rack* calculado en el presente proyecto tiene varios niveles de apoyos de tuberías. Un tramo del *Pipe Rack* tiene la altura 9.00 m, otro tramo tiene la altura 14.0 m. El primer tramo tiene una longitud de 45.0 m y el segundo de 9.5 m.

Existe una escalera de acceso que se añadió posteriormente al diseño del edificio, con una altura de 24.0 m.

El ancho del *Pipe Rack* es de 5.0 m. La distancia entre pórticos es de 6.00 m con varios niveles de líneas de tuberías. El apoyo de las tuberías se hace cada 6.0 m.

Las elevaciones de los distintos niveles son: +3.000, +5.000 +7.055 y +9.000. La elevación de los apoyos es El. 0.000 con lo que las alturas de los pórticos son:

- Tramo primero 9 m.
- Tramo segundo 14.0 m.
- Escalera 24.0 m.

Las siguientes figuras ilustran la geometría del *Pipe Rack*

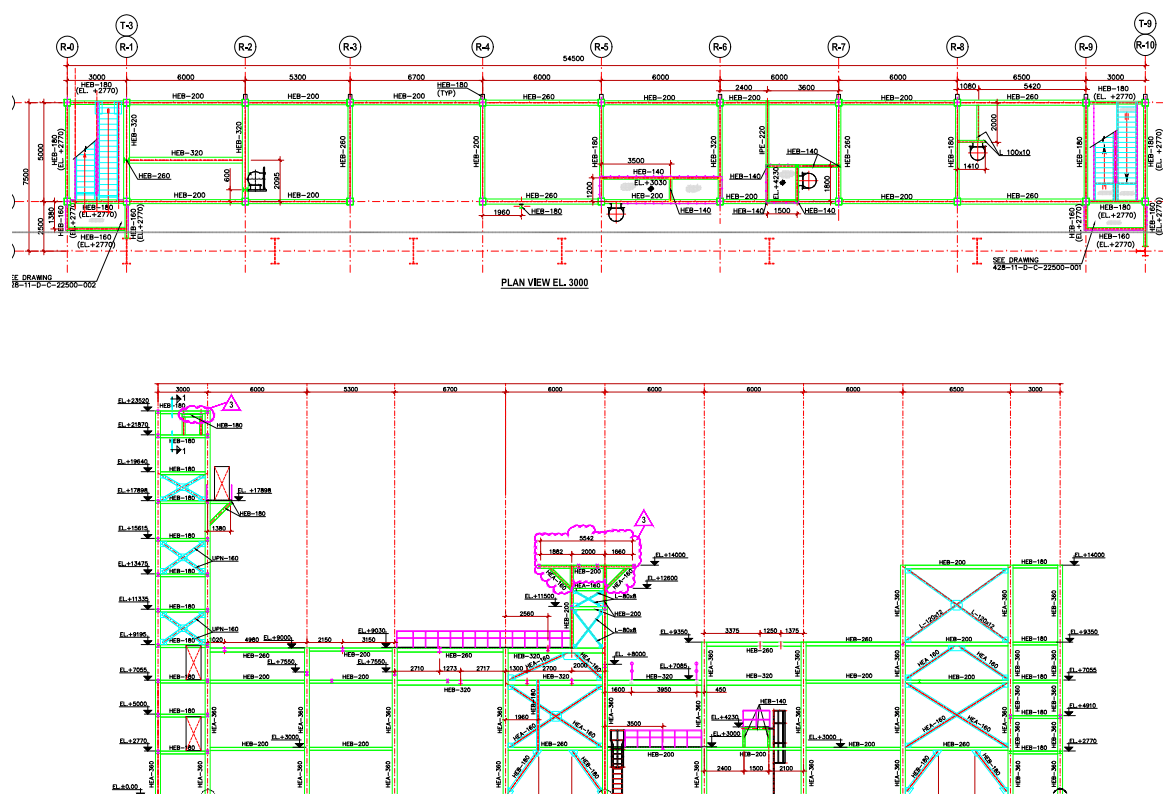


Figura 3.1: Planta y alzado del edificio.

ACCIONES SOLICITANTES

A efectos de aplicación de los coeficientes de ponderación las cargas se pueden agrupar en tres grandes grupos:

- PERMANENTES.
 - El peso de la propia estructura.
 - La carga permanente de los elementos constructivos.
 - Las acciones térmicas.
- ACCIONES VARIABLES.
 - Sobrecarga de uso
 - Acciones de viento.
 - Sobrecarga de nieve.
- ACCIDENTALES.
 - Sismo.

4.1. Carga Permanentes

Las cargas permanentes se definen como aquellas que actúan siempre y tienen constante su valor y punto de aplicación. Se consideran cargas permanentes el peso propio de la estructura, la carga permanente de los elementos constructivos. La carga de los equipos, tuberías, etc, es variable e indeterminada, por esta razón se sustituye por una sobrecarga. Teniendo en cuenta esta definición, se consideran en el cálculo las siguientes cargas permanentes:

Peso Propio de la Estructura

Se considera el peso propio de los diferentes elementos estructurales en función de su volumen y de su densidad. Las densidades son las siguientes:

- Densidad del acero: $7850 \text{ Kg}/\text{m}^3$
- Densidad del hormigón: $2500 \text{ Kg}/\text{m}^3$

Peso Propio de las Tuberías

Cargas superficiales cuando se encuentra descargada la estructura, hipótesis de tuberías vacías: $100 \text{ Kg}/\text{m}^2$

Peso Propio Tanque de compensación

Tanque colocado a una cota de 11.5 m: 6150 Kg

Peso Propio de los Silenciadores

Silenciadores colocados a una cota de 14 m: 1550 Kg .

Peso Propio de la Rejilla

Rejilla : $0.7 \text{ KN}/\text{m}^2$

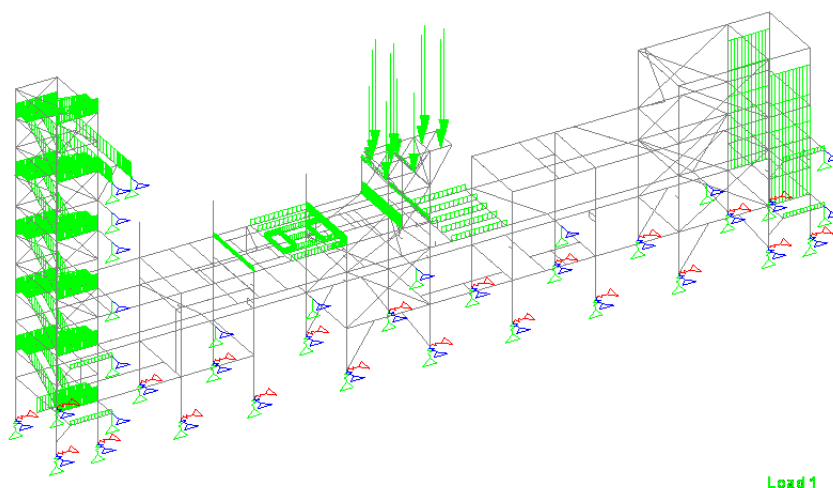


Figura 4.1: Cargas permanentes.

4.2. Sobrecargas de uso

De forma general se considerarán las siguientes sobrecargas de uso, que incluyen la carga de equipos, tuberías y bandejas, no pudiendo la sobrecarga de montaje exceder el valor de éstas:

- Sobrecarga de uso: $100Kg/m^2$
- Plataformas: $500Kg/m^2$
- Sobrecarga plataforma (losa): $10kN/m^2$
- Escaleras, pasarelas, etc: $500Kg/m^2$
- Cargas superficiales que engloban las acciones de tuberías, bandejas, peso de equipos: $500Kg/m^2$

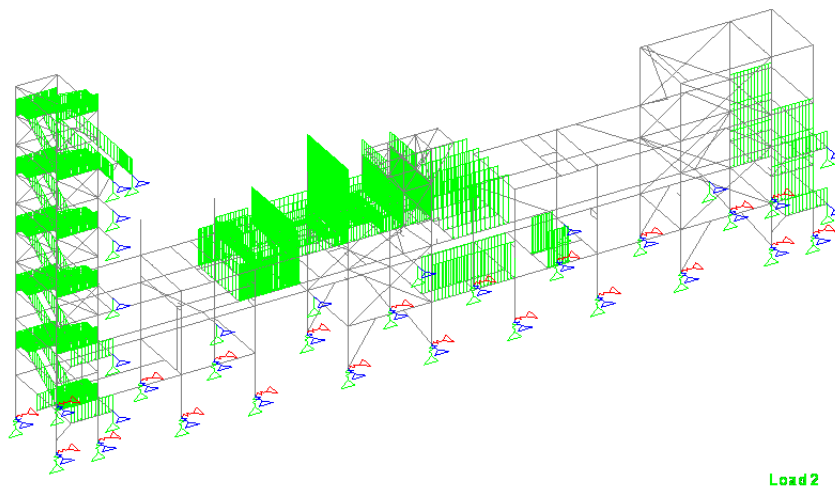


Figura 4.2: Sobrecarga.

4.3. Definición de las cargas debidas a las tuberías

La tubería transmite a los soportes y por tanto a la estructura diferentes cargas debido a diferentes tipos de acciones. Se definen las siguientes cargas:

- Weight (Peso propio): es la carga transmitida a los soportes debido al peso de la tubería y su aislamiento. Se incluye también el peso del fluido de proceso en las condiciones normales de operación.
- Thermal (Térmico): Cargas transmitidas a los soportes debida a la dilatación térmica de la tubería como consecuencia de un modo de operación determinado. Dependiendo el caso, podrían definirse varias hipótesis de carga debidas a térmico (thermal 1, thermal 2, etc.).

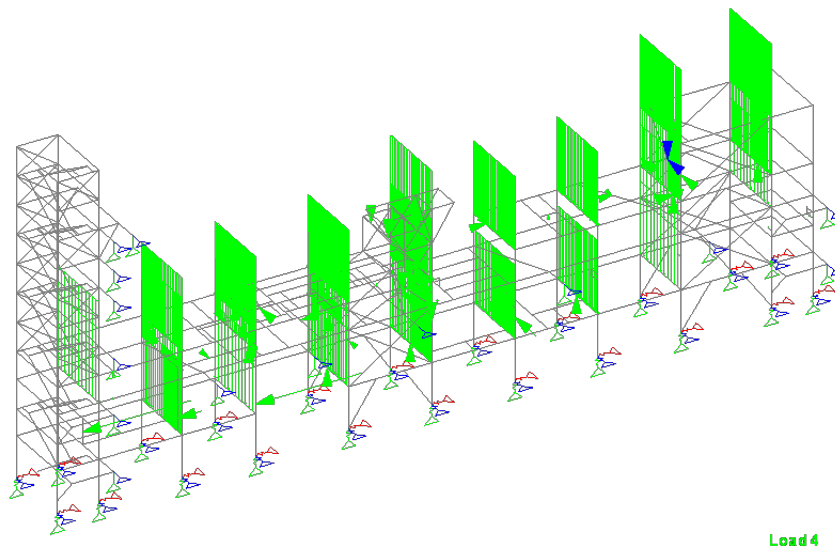


Figura 4.3: Térmico de operación.

- Friction (Fuerzas de fricción): Cargas transmitidas a los soportes debido al rozamiento de la tubería sobre ellos debido al desplazamiento térmico de la tubería o a la inclinación de los soportes colgados. Son fuerzas asociadas al peso y a un térmico determinado. Tendrán signo \pm .
- Wind (Carga de viento): Es la carga transmitida a los soportes debido a la acción del viento sobre las tuberías situadas en exteriores. Generalmente se darán dos hipótesis de carga de viento en dos direcciones perpendiculares. Tendrán signo \pm .
- Snow (Carga de Nieve): Es la carga transmitida a los soportes debido a la acción de la nieve sobre las tuberías situadas en exteriores.
- Seismic (Carga de sismo): Es la carga transmitida a los soportes debido a la acción sísmica de la tubería. Tendrán signo \pm .

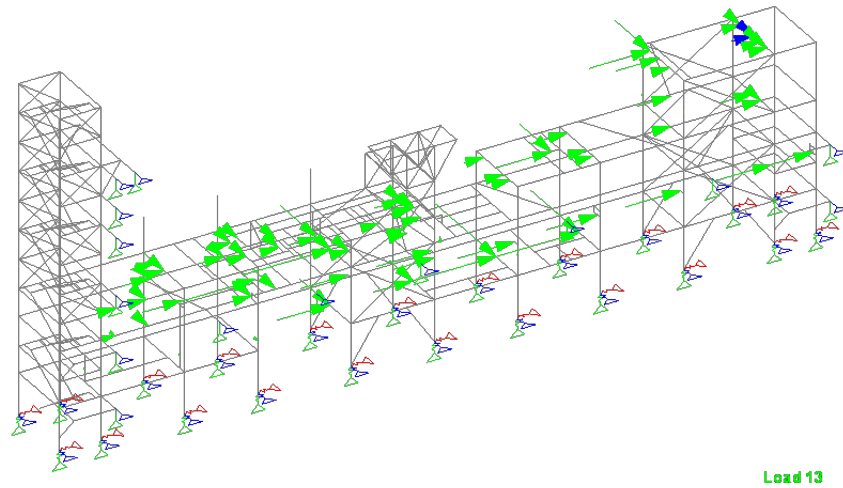


Figura 4.4: Fuerza de fricción

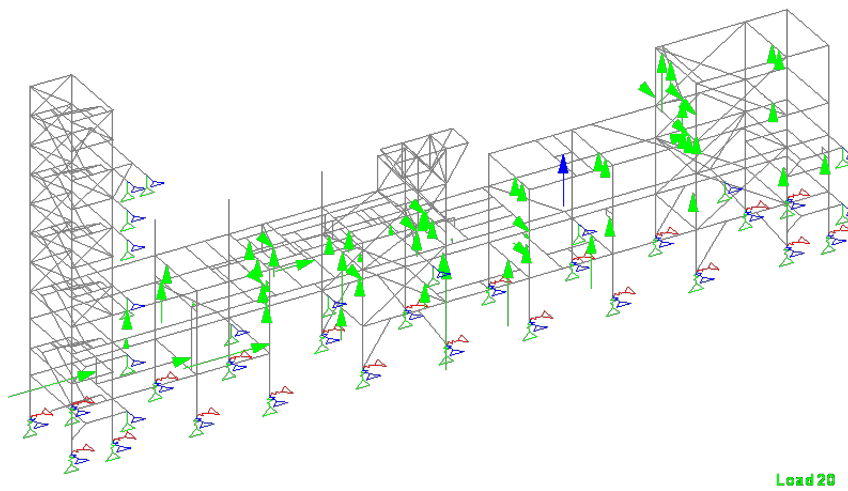


Figura 4.5: Sismo en las tuberías.

- Hydro Test (Prueba hidráulica): Es la carga transmitida a los soportes debido a la prueba hidráulica del sistema. Esta carga incluye peso de la tubería, aislamiento y fluido de prueba (por ejemplo agua en los sistemas de vapor).

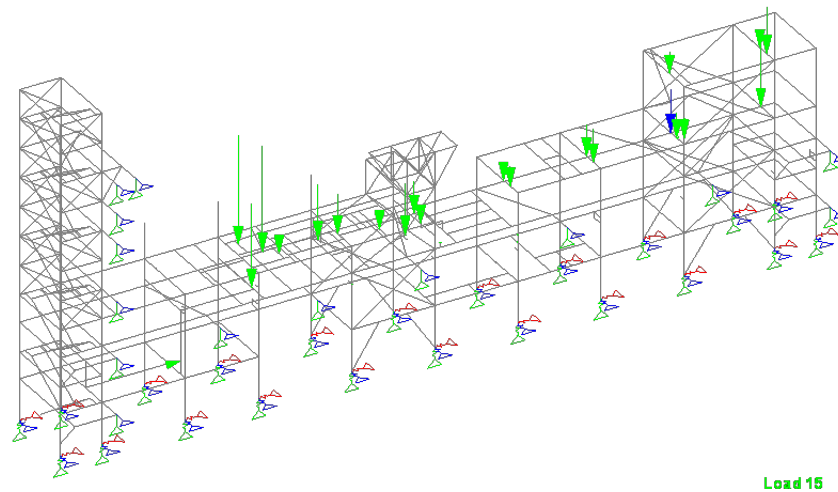


Figura 4.6: Prueba hidráulica.

4.4. Cargas de viento

a) Modelización de las acciones del viento

Las acciones de viento fluctúan con el tiempo y actúan directamente como presiones sobre las superficies exteriores de las estructuras cerradas y, debido a la porosidad de la superficie exterior, también actúan indirectamente en las superficies internas. También pueden actuar directamente en las superficies internas de las estructuras abiertas. Las presiones actúan sobre áreas de la superficie produciendo fuerzas normales a la superficie de la estructura o de los elementos del revestimiento individuales. Cuando el viento barre grandes áreas de la estructura, las fuerzas de rozamiento tangenciales pueden ser importantes.

La acción del viento se representa por un conjunto simplificado de presiones o fuerzas cuyos efectos son equivalentes a los efectos extremos del viento turbulento. Las acciones de viento, a efectos de combinación, se considerarán como acciones variables.

La fuerza global F en cerramientos, que actúa en la dirección del viento

desde abajo hasta una altura h , se calculan mediante la expresión:

$$F = \delta_f \cdot h_1 \cdot d \cdot \omega \quad (4.1)$$

En el caso de los perfiles, las fuerzas F_x y F_y , por unidad de longitud del perfil, son dadas por:

$$F_x = \delta_{fx} \cdot b \cdot \omega \quad (4.2)$$

$$F_y = \delta_{fy} \cdot b \cdot \omega \quad (4.3)$$

donde b es la dimensión indicada en la figura de la tabla A.3 y ω es la presión dinámica.

b) Acciones de viento para nuestra estructura objeto de cálculo

Dirección		Altura (metros)		
		9	14	24
+X	cerramiento	0.7	0.8	0.8
	perfiles	1.6	1.6	1.6
-X	cerramiento	0.7	0.8	0.8
	perfiles	1.6	1.6	1.6
+Z	cerramiento	1.3	1.4	1.4
-Z	cerramiento	1.3	1.4	1.4

4.5. Cargas de nieve

No aplican RSA cap. VI

4.6. Cargas térmicas

Se considerará una variación uniforme de temperatura de $+35/-25^{\circ}\text{C}$ en la estructura completa debido a la acciones térmicas climáticas.

4.7. Cargas sísmicas

Los territorios se subdividen, por las autoridades nacionales, según el peligro sísmico local. Dentro de cada zona se asume que el riesgo sísmico es constante. El peligro sísmico se define en función de la aceleración máxima del suelo. Este valor de aceleración máxima del suelo corresponde con un periodo de retorno de

50 años. Las estructuras en zonas sísmicas deben ser diseñadas y construidas de tal modo que se consigan los siguientes requerimientos con un adecuado nivel de fiabilidad:

- No colapso. La estructura debe ser diseñada y construida para soportar las acciones sísmicas de diseño sin colapso local ni global manteniendo la integridad estructural y capacidad resistente después del episodio sísmico. Las acciones sísmicas de diseño se calculan con un período de retorno de 50 años y un factor de importancia que tiene en cuenta diferentes niveles de fiabilidad en función del tipo de construcción.
- Limitación de daños. La estructura debe ser diseñada y construida para resistir las acciones sísmicas sin que ocurran daños en la estructura que limiten su uso, o que conlleven daños cuyo coste sea desproporcionado en comparación con el propio coste de la estructura. El período de retorno utilizado para la limitación de daños de estructuras durante episodios sísmicos es de 10 años.

Para satisfacer los requerimientos anteriores se deben comprobar los estados límite último y los estados de limitación de daños. Los estados límites últimos se asocian con el colapso o con otra forma de daño estructural que pueda ocasionar peligros para la seguridad de las personas. El estado de limitación de daños está asociado con los daños más allá de los cuales la estructura deja de cumplir sus requerimientos de servicio.

El estudio del sismo para nuestra estructura se hizo acorde a Code RSA. Regulamento de Segurança e Acções para estruturas de Edifícios Cap. VII y anexo III.

Las cargas sísmicas están basadas en los siguientes parámetros:

- Código RSA. Regulamento de Segurança e Acções para estruturas de Edifícios e Pontes. Decreto Lei nº 235/83 de 31 de Mayo
- Zona C
- Suelo tipo III
- Coeficiente sísmico $\alpha = 0.5$

El código RSA define dos tipos de eventos sísmicos, asumiendo diferentes intensidades sísmicas y distancias al epicentro. Los valores normalizados de la respuesta al espectro sísmico horizontal se muestran en las siguientes tablas:

Freq (Hz)	2 % damped Acceleration (g) ¹	5 % damped Acceleration (g) ²
0	0	0
0.5	0.055	0.04
1	0.105	0.075
1.5	0.15	0.1
2	0.185	0.12
3	0.2315	0.15
4	0.25	0.165
5	0.25	0.165
10	0.25	0.165

Tabla 4.1: Espectro sísmico de tipo 1 (sismo cercano).

Freq (Hz)	2 % damped Acceleration (g) ¹	5 % damped Acceleration (g) ²
0	0	0
0.5	0.08	0.05
1	0.165	0.1
1.5	0.185	0.115
2	0.185	0.115
3	0.185	0.115
4	0.185	0.115
5	0.185	0.115
10	0.185	0.115

Tabla 4.2: Espectro sísmico de tipo 2 (sismo lejano).

4.8. Acciones Reológicas

La estructura principal es hecha completamente de acero y por lo tanto no se tendrán en cuenta los efectos reológicos en los cálculos.

¹El factor de amortiguamiento crítico del 2 % corresponde a Estructuras Metálicas.

²El factor de amortiguamiento crítico del 5 % corresponde a Cimentaciones.

³Se usa un factor de escala de 2/3 como respuesta al espectro sísmico vertical.

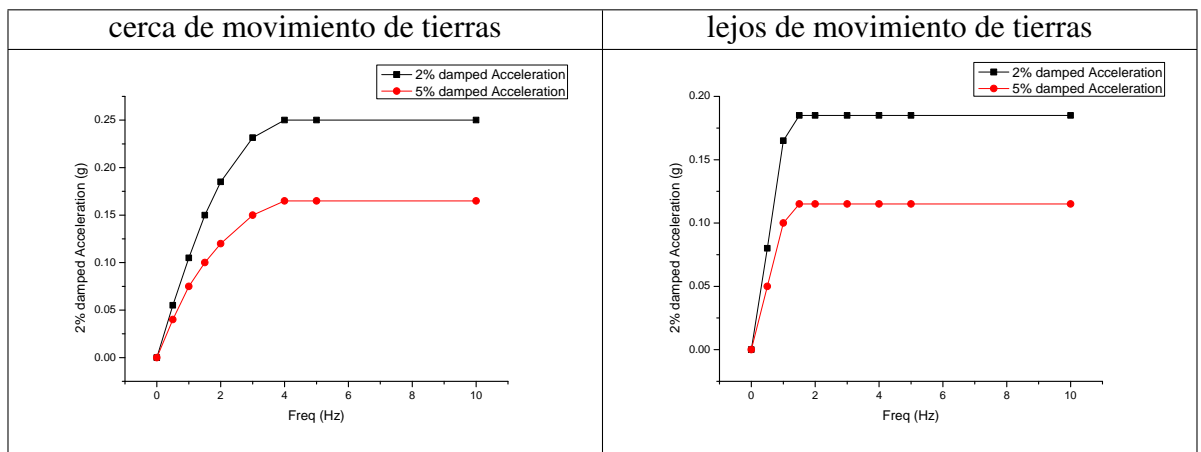


Figura 4.7: Espectro del sismo estructural (cercano y lejano).

4.9. Cargas de construcción

No se prevé que durante la construcción actúen cargas superiores a las sobrecargas de uso especificadas.

MATERIALES

Para la realización del cálculo es necesario conocer los materiales que se van a utilizar, así como sus propiedades, ya que son pieza básica porque condicionaran los resultados y el estudio de los mismos. Se resumen a continuación los materiales utilizados [7]:

5.1. Acero Estructural

Como valor característico del acero se utiliza el valor nominal correspondiente al tipo Fe 430 de forma que el acero estructural que se utiliza tanto en perfiles laminados como en vigas armadas, chapas, etc., es el S275 JR ó Fe 430. Para este acero se considerarán los siguientes propiedades:

- Límite elástico mínimo garantizado: $\sigma_e = 275 MPa$
- Módulo de elasticidad: $E = 2.1 \cdot 10^5 MPa$
- Peso específico: $\rho = 78.5 kN/m^3$
- Coeficiente de Poisson: $\nu = 0,30$
- Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 1.2 \cdot 10^{-5} C^{-1}$
- Módulo de elasticidad transversal: $G = 8,1 \cdot 10^4 MPa$

La resistencia de cálculo del acero estructural empleada en los cálculos viene fijada por la expresión:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (5.1)$$

donde γ_M es el coeficiente de minoración de la resistencia del acero, que se toma como $\gamma_M = 1.1$ para los aceros con límite elástico mínimo garantizado.

5.2. Acero para armaduras

Las barras corrugadas para armaduras del hormigón son del tipo B 500 S, soldables, con las siguientes características mecánicas:

- Límite elástico característico: $f_{yk} = 500 MPa$
- Carga unitaria de rotura: $f_s = 550 MPa$
- Módulo de deformación longitudinal: $E_s = 200.000 MPa$
- Alargamiento de rotura: 16 %
- Densidad: $\rho = 7850 kg/m^3$

Los diámetros nominales de las barras corrugadas se ajustarán a la serie siguiente: 6-8-10-12-16-20-25-32 y 40 mm.

La resistencia de cálculo de las armaduras empleada en los cálculos viene fijada por la expresión:

$$f_{yd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot f_{yk} \cdot \gamma_s \quad (5.2)$$

donde γ_s es el coeficiente parcial de seguridad de las armaduras, que se toma como $\gamma_s = 1.10$ para los Estados Límite Últimos y como $\gamma_s = 1.0$ para los Estados Límites de Servicio.

5.3. Hormigones y Morteros

Los valores de los coeficientes parciales de seguridad de los materiales para el estudio de los estados límites de las estructuras de hormigón armado o en masa son los establecidos en el Eurocódigo y se recogen en la tabla 5.1

Combinación	Hormigón γ_c	Acero pasivo o tendones de pretensado γ_s
Fundamental	1.5	1.15
Accidental (excepto sismos)	1.35	1

Tabla 5.1: Coeficientes parciales de seguridad.

Se consideran los siguientes 2 tipos de hormigón, en función del elemento estructural del que forman parte y del tipo de ambiente al que están sometidos:

- Hormigón en masa: a utilizar como hormigón de limpieza, con resistencia característica a compresión $f_{ck} = 20N/mm^2$
- Hormigón tipo: HA - 30/P/20/IIa: a utilizar en cimentaciones, soleras y pedestal de turbinas, con resistencia característica $f_{ck} = 30N/mm^2$

Como mortero de nivelación se utilizará mortero sin retracción de alta resistencia sobre hormigón estructural, con una resistencia característica superior o igual a $60N/mm^2$. Para cualquier tipo de hormigón se considerarán los siguientes valores:

- Módulo de deformación longitudinal tangente del hormigón: $f_{ck} = 30MPa$
 $E_{ci} = 29000MPa$
- Resistencia característica a tracción: $f_{ct,k} = 0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$
- Peso específico del hormigón armado: $2.5t/m^3$
- Peso específico hormigón en masa: $2.4t/m^3$
- Coeficiente de poisson: $\nu = 0.2$
- Coeficiente de dilatación lineal: $\alpha = 1.10^{-5}C^{-1}$

La resistencia de cálculo del hormigón empleada en los cálculos viene fijada por la expresión:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (5.3)$$

Donde γ_c es el coeficiente parcial de seguridad del hormigón, que se toma como $\gamma_c = 1.5$ para los estados límite últimos y como $\gamma_c = 1.0$ para los estados límite de servicio, de acuerdo con el Eurocódigo.

El valor nominal del recubrimiento de las armaduras, entendido como la distancia entre la superficie exterior de la armadura (incluyendo cercos y estribos) y la superficie de hormigón más cercana, estarán de acuerdo con lo prescrito en el Eurocódigo.

PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

Debido al emplazamiento de la Central, la normativa aplicada de construcción es la de Portugal aunque, como está sucediendo en toda Europa, la paulatina sustitución de las normativas por el Eurocódigo también se ha empleado éste para el diseño de las estructuras.

6.1. Normativa

Los criterios de dimensionado y verificación se harán de acuerdo con los códigos y estándares aplicables en Europa y Portugal, particularmente:

- DBD. Design Basis Document. Civil/Structural/Architectural Systems.
- RSA. Regulamento de Segurança e Acções para estruturas de Edifícios e pontes. Decreto Lei nº 235/83 de 31 de Maio.
- REBAP. Regulamento de Betão Armado e Pré-Esforçado. Decreto Lei nº 349-C/83 de 30 de Julho.
- REAE. Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios. Decreto Lei nº 211/86 de 31 de Julho.
- EC2. EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1. General rules and Rules for buildings.
- EC3. EN 1993-1-1. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1. General rules and Rules for buildings.

Los Eurocódigos estructurales son un conjunto de normas europeas para la ingeniería de carácter voluntario, redactadas por el Comité Europeo de Normalización (CEN) y que pretenden unificar criterios y normativas en las materias de diseño, cálculo y dimensionado de estructuras y elementos prefabricados para edificación.

La Unión Europea dictaminó que en el año 2010 los diferentes países europeos no podrían tener normas en vigor que entraran en conflicto con los eurocódigos [referencia 1].

Existen 10 Eurocódigos Estructurales, cuyo nombre coincide con su año de primera publicación, y son los siguientes:

Año		Nombre	Título
EN	1990	Eurocódigo 0	Bases para el cálculo de estructuras
EN	1991	Eurocódigo 1	Acciones en estructuras
EN	1992	Eurocódigo 2	Proyecto de estructuras de hormigón
EN	1993	Eurocódigo 3	Proyecto de estructuras de acero
EN	1994	Eurocódigo 4	Proyecto de estructuras mixtas
EN	1995	Eurocódigo 5	Proyecto de estructuras de madera
EN	1996	Eurocódigo 6	Proyecto de estructuras de fabrica
EN	1997	Eurocódigo 7	Proyecto geotécnico
EN	1998	Eurocódigo 8	Proyecto de estructuras sismorresistentes
EN	1999	Eurocódigo 9	Proyecto de estructuras de aluminio

Tabla 6.1: Eurocódigos.

6.2. Requisitos fundamentales

Una estructura debe proyectarse y ejecutarse de forma que, durante su vida prevista, con los grados de fiabilidad apropiados y de manera económica:

- Sostenga todas las acciones e influencias que puedan ocurrir durante su ejecución y utilización; y
- Se mantenga apta para el uso requerido. Una estructura debe ser calculada para tener la adecuada:
 - Resistencia estructural;
 - Aptitud al servicio; y
 - Durabilidad.

En caso de incendio, la resistencia estructural debe ser la adecuada para el periodo de tiempo requerido. Una estructura debe proyectarse y ejecutarse de forma que no se vea dañada por acontecimientos o sucesos como:

- Explosiones;
- Impactos; y

- Las consecuencias de errores humanos de forma desproporcionada con la causa inicial.

Se deben evitar o limitar los daños potenciales mediante la elección apropiada de una o más de las siguientes medidas:

- Evitar, eliminar o reducir los riesgos a los que pueda verse sometida la estructura;
- Seleccionar una forma estructural que tenga poca sensibilidad a los riesgos considerados;
- Seleccionar una forma estructural y un diseño que puedan sobrevivir adecuadamente la eliminación accidental de un elemento o de una parte limitada de la estructura, o un daño localizado de extensión aceptable;
- Evitar en todo lo posible sistemas estructurales que puedan derrumbarse sin previo aviso;
- Haciendo solidarios los elementos estructurales entre sí.

Se deberían satisfacer los requisitos fundamentales mediante:

- La elección de materiales adecuados;
- El cálculo y detalles constructivos adecuados; y
- La especificación de procedimientos de control para el cálculo, la producción, la ejecución y el uso correspondiente, al proyecto concreto.

Las disposiciones aquí expuestas deberían interpretarse sobre la base de que en el proyecto se ponen en práctica pericia y cuidados apropiados, basados en la información y buena práctica disponibles con generalidad en el momento en que se lleva a cabo el proyecto de la estructura.

6.3. Principios de cálculo en estado límite

6.3.1. Generalidades

Se debe distinguir entre los estados límite últimos y los estados límite de servicio.

La verificación de una de las dos categorías de estados límite puede omitirse siempre que haya suficiente información para probar que se cubren los requisitos por los relativos a la otra.

Los estados límite se deben relacionar con situaciones de proyecto.

Se deberían clasificar las situaciones de proyecto en persistentes, transitorias o accidentales.

La verificación de los Estados Límite que tengan que ver con efectos que sean función del tiempo (por ejemplo, la fatiga) debería referirse a la vida útil de cálculo de la construcción.

6.3.2. Situaciones del proyecto

Se deben seleccionar las situaciones de proyecto a considerar teniendo en cuenta las circunstancias bajo las cuales la estructura debe cumplir su función.

Las situaciones de proyecto se deben clasificar como sigue:

- Situaciones de proyecto persistentes, que se refieren a condiciones de uso normal;
- Situaciones de proyecto transitorias, que se refieren a condiciones temporales aplicables a la estructura, por ejemplo, durante su ejecución o reparación;
- Situaciones de proyecto accidentales, que se refieren a condiciones excepcionales aplicables a la estructura o a su exposición, por ejemplo, a incendio, a la explosión, al impacto o a las consecuencias de fallo localizado;
- Situaciones de proyecto sísmicas, que se refieren a condiciones aplicables a la estructura cuando se ve sometida a sismos.

Las situaciones de proyecto seleccionadas deberán ser lo suficientemente severas y variadas como para tener en cuenta todas las condiciones que se puedan prever razonablemente que vayan a ocurrir durante la ejecución y utilización de la estructura.

6.3.3. Estados límite últimos

Los estados límite que se refieran a:

- La seguridad de las personas; y/o
- La seguridad de la estructura

En algunas circunstancias, los estados límite que se refieran a la protección de los contenidos se deberían clasificar como estados límite últimos.

Los estados previos al colapso estructural que, por simplicidad, puedan considerarse en lugar del colapso mismo, pueden tratarse como estados límite últimos.

Los estados límite últimos siguientes se deben verificar cuando sea pertinente:

- Pérdida de equilibrio de la estructura, o cualquier parte de ella, considerada como un cuerpo rígido;
- Fallo por deformación excesiva, transformación de la estructura, o cualquier parte de ella, en un mecanismo, rotura, pérdida de estabilidad de la estructura o cualquier parte de ella, incluyendo los apoyos y la cimentación;
- Fallo causado por fatiga o por otros efectos que dependen del tiempo.

6.3.4. Estados límite de servicio

Se deben clasificar como estados límites de servicio los estados límites que se refieran a:

- El funcionamiento de la estructura o de los elementos estructurales bajo uso normal;
- La comodidad de las personas;
- La apariencia de las construcciones.

Debe distinguirse entre estados límite de servicio reversibles e irreversibles. La verificación de los estados límite de servicio (o de aptitud al servicio) debería basarse en criterios referentes a los siguientes aspectos:

a) Deformaciones que afecten a:

- La apariencia;
- La comodidad de los usuarios; o
- El funcionamiento de la estructura (incluyendo el funcionamiento de las máquinas o instalaciones); o que causen daños a los acabados o a los elementos no estructurales

b) Vibraciones

- Que causen incomodidades a las personas; o
- Que limiten la efectividad funcional de la estructura

c) Daños que puedan afectar adversamente a:

- La apariencia;
- La durabilidad; o
- El funcionamiento de la estructura

6.3.5. Cálculo en estados límite

El cálculo en estados límite debe basarse en el uso de modelos estructurales y de carga para los estados límites correspondientes. Debe verificarse que no se supera ningún estado límite cuando los valores de cálculo correspondientes son introducidos en estos modelos para:

- Las acciones;
- Las propiedades de los materiales; o
- Los datos geométricos.

Las verificaciones se deben llevar a cabo para todas las situaciones de proyecto e hipótesis de carga relevantes. Las situaciones de proyecto seleccionadas deben ser tomadas en consideración y las hipótesis de carga críticas identificadas. Para una verificación específica deberían seleccionarse hipótesis de carga, identificando las distribuciones de carga compatibles, los conjuntos de deformaciones y las imperfecciones que deberían considerarse simultáneamente con acciones variables fijas y acciones permanentes. Se deben tener en cuenta las posibles desviaciones con respecto a las posiciones y direcciones previstas.

6.4. Variables Fundamentales

6.4.1. Acciones y condiciones ambientales

Las acciones deben clasificarse por su variación en el tiempo como sigue:

- Acciones permanentes (G), por ejemplo, el peso propio de las estructuras, el equipo fijo y el pavimento de las carreteras, así como las acciones indirectas causadas por retracción o asentos diferenciales;
- Acciones variables (Q), por ejemplo, las sobrecargas en forjados, vigas y cubiertas en edificios, las acciones del viento y las cargas de la nieve;
- Acciones accidentales (A), por ejemplo, las explosiones o el impacto de vehículos.

Algunas acciones, tales como las acciones sísmicas y las cargas de nieve pueden considerarse bien como acciones accidentales y/o como acciones variables, dependiendo de la ubicación de la obra.

Las acciones debidas al agua pueden considerarse como acciones permanentes y/o variables dependiendo de la variación de su magnitud en el tiempo.

Las acciones deben clasificarse también:

- Por su origen, como directas o indirectas;
- Por su variación espacial, como fijas o libres; o
- Por su naturaleza y/o la respuesta estructural, como estáticas o dinámicas.

Una acción debería describirse mediante un modelo, en que su magnitud venga representada en la mayoría de los casos por un escalar que puede tener varios valores representativos.

Las influencias ambientales que pudieran afectar la durabilidad de la estructura deben ser tenidas en consideración a la hora de escoger los materiales estructurales, su especificación, la concepción estructural de conjunto y de los detalles.

Los efectos de las influencias ambientales deberían tenerse en cuenta y, cuando sea posible, describirse cuantitativamente.

6.4.2. Valores característicos

El valor característico F_k de una acción es su valor representativo principal y debe definirse:

- Como un valor medio, un valor superior o inferior, o un valor nominal (que no hace referencia a una distribución estadística conocida)
- En la memoria de cálculo.

El valor característico de una acción permanente debe ser estimado como sigue:

- Si la variabilidad de G puede considerarse pequeña, puede emplearse un único valor G_k ;
- Si la variabilidad de G no puede considerarse pequeña, se usaran dos valores: un valor superior $G_{k,sup}$ y un valor inferior $G_{k,inf}$.

Para las acciones variables, el valor característico debe corresponderse con:

- Un valor superior con una probabilidad prevista de no ser superado o un valor inferior con una probabilidad prevista de ser alcanzado, durante un periodo específico de referencia;
- Un valor nominal, que puede especificarse en aquellos casos en que no se conozca una distribución estadística.

El valor de cálculo A_d de las acciones accidentales debería especificarse en los proyectos individuales.

El valor de cálculo A_{Ed} de las acciones sísmicas debería estimarse a partir del valor característico A_{Ek} . O especificarse en los proyectos individuales.

En acciones con componentes múltiples la acción característica debería representarse mediante un grupo de valores, a considerarse cada cual por separado en los cálculos de proyecto.

6.5. Análisis estructural

6.5.1. Modelización estructural

Los cálculos se deben realizar empleando modelos estructurales apropiados que contengan las variables implicadas.

Los modelos estructurales seleccionados deberían ser aquellos apropiados para predecir el comportamiento estructural con un nivel aceptable de precisión. Los modelos deberían también ser los apropiados para los estados límite considerados.

Los modelos estructurales deben basarse en teorías y prácticas de ingeniería consolidadas. Si fuera necesario, deben verificarse experimentalmente.

a) Acciones estáticas La modelización de las acciones estáticas debe basarse en una elección apropiada de las relaciones fuerza/deformación entre los elementos y sus conexiones y entre los elementos y el terreno. Las condiciones de borde a aplicar al modelo deben representar a aquellas previstas para la estructura. Los efectos de los desplazamientos y las deformaciones deben tenerse en cuenta en el contexto de las verificaciones del estado límite último si suponen un aumento significativo de los efectos de las acciones. Las acciones indirectas deben ser introducidas en el análisis de la siguiente forma:

- En un análisis elástico lineal, directamente o como fuerzas equivalentes (utilizando la adecuada razón entre los módulos elásticos según corresponda);
- En un análisis no-lineal, directamente como deformaciones impuestas.

b) Acciones dinámicas

El modelo estructural a emplear para determinar los efectos de las acciones debe establecerse teniendo en cuenta todos los elementos pertinentes relevantes, sus pesos, resistencias, rigideces y características de humectación y todos los elementos no pertinentes relevantes con sus propiedades.

Las condiciones de borde aplicadas al modelo deben ser representativas de aquellas previstas para la estructura.

Cuando sea apropiado considerar acciones dinámicas como cuasi estáticas, las partes dinámicas pueden tenerse en consideración bien sea por su inclusión en los valores estáticos o bien por su mayoración a las acciones estáticas de coeficientes de amplificación dinámica equivalentes.

En el caso de interacción suelo-estructura, la contribución del terreno puede ser modelado mediante muelles y amortiguadores apropiados equivalentes.

En algunos casos, (por ejemplo, con vibraciones inducidas por el viento o con acciones sísmicas) las acciones pueden definirse mediante un análisis modal basado en un material lineal y un comportamiento geométrico. Con estructuras que tengan una geometría, rigidez y distribución de masa regulares, si solo el modo fundamental es pertinente, un análisis modal explícito podría sustituirse por un análisis con acciones estáticas equivalentes.

Las acciones dinámicas pueden también expresarse, cuando corresponda, en el dominio del tiempo o de las frecuencias, y la respuesta estructural determinarse mediante métodos apropiados. Cuando las acciones dinámicas causen vibraciones de una magnitud o frecuencias que puedan superar los requisitos de aptitud al servicio, se debería llevar a cabo una verificación de los estados límite de servicio.

6.5.2. Valores de diseño de las acciones

El valor de diseño F_d , de una acción F , se expresa de la siguiente manera:

$$F_d = \gamma_f \cdot F_{rep} = \gamma_f \cdot (\psi \cdot F_k) \quad (6.1)$$

Donde:

F_d : Valor de diseño de la acción.

γ_f : Coeficiente de mayoración.

F_{rep} : Valor de combinación de la acción característica.

ψ : Factor de combinación, que vale 1, ψ_0 , ψ_1 ó ψ_2 .

F_k : Valor característico de la acción.

6.6. Estado Límite Último (ELU)

6.6.1. Combinaciones de acciones en ELU

Para cada hipótesis de carga crítica, los valores de cálculo de los efectos de las acciones (E_d) deben determinarse mediante la combinación de los valores de las acciones que se considere que puedan ocurrir simultáneamente. Cada combinación de acciones debería incluir:

- Una acción variable predominante, o
- Una acción accidental.

Cuando los resultados de una verificación sean muy sensibles a las variaciones de la magnitud de una acción permanente de un sitio a otro de la estructura, las partes favorables y desfavorables de esta acción deben tratarse como acciones individuales.

Cuando varios efectos de una misma acción (por ejemplo, el momento flector y la fuerza normal debidos al peso propio) no estén completamente correlacionados, puede reducirse el coeficiente parcial a aplicar a cualquier componente favorable.

Las deformaciones impuestas deberían tenerse en cuenta cuando sea oportuno.

Combinaciones de acciones para situaciones permanentes y transitorias

El formato general de los efectos de las acciones debería ser:

$$E_d = \gamma_{sd} \cdot E\{\gamma_{g,j} \cdot G_{k,j}; \gamma_p \cdot P; \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\} j \geq 1; i > 1 \quad (6.2)$$

La combinación de efectos de las acciones a considerar debería basarse en

- El valor de cálculo de la acción variable predominante, y
- Los valores de combinación de cálculo de las acciones variables de acompañamiento:

$$E_d = E\{\gamma_{g,j} \cdot G_{k,j}; \gamma_p \cdot P; \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\} j \geq 1; i > 1 \quad (6.3)$$

La combinación de las acciones entre corchetes, en la anterior fórmula puede bien expresarse como

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.4)$$

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- Todas las acciones permanentes, en valor de cálculo $(\gamma_G \cdot G_k)$.
- Una acción variable cualquiera, en valor de cálculo $(\gamma_Q \cdot G_k)$, debiendo adaptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis.

- El resto de las acciones variables, en valor de cálculo de combinación
($\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k$)

o, de forma alternativa para los estados límite STR (fallo interno o deformación excesiva de la estructura o elemento estructural, incluso zapatas, pilotes, muros de sótano, etc., en que es dominante la resistencia de los materiales de construcción de la estructura) y GEO (fallo interno o deformación excesiva del terreno en que las resistencias del suelo o de la roca son significativas para la resistencia), como la menos favorable de las dos expresiones siguientes:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.5)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.6)$$

Donde

“+”significa “a combinarse con ”

\sum significa “ el efecto combinado de ”

ξ es un coeficiente de reducción de las acciones permanentes G desfavorables.

Si la relación entre las acciones y sus efectos no es lineal, las expresiones 6.2 o 6.3 deberían aplicarse directamente, dependiendo del incremento relativo de los efectos de las acciones comparado con el incremento de la magnitud de las acciones.

Combinaciones de acciones para situaciones de proyecto accidentales

El formato general de los efectos de las acciones debería ser:

$$E_d = E \cdot \{G_{k,j}; P; A_d; (\psi_{1,1} \text{ o } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1}; \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\} j \geq 1; i \geq 1 \quad (6.7)$$

La combinación de las acciones entre corchetes {} puede expresarse como:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ o } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.8)$$

La elección entre $\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$ o $\psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}$ debería elegirse en función de la situación de proyecto accidental correspondiente (impacto, incendio o supervivencia después de un suceso o situación accidental). Las combinaciones de acciones para las situaciones de proyecto accidentales deberían, o bien:

- Comprender una acción A accidental explícita (fuego o impacto); o
- Referirse a una situación posterior a un acontecimiento accidental ($A = 0$).

Para situaciones de incendio, aparte del efecto de la temperatura sobre las propiedades del material, A_d debería de representar el valor de cálculo de la acción térmica indirecta debida al incendio.

Combinaciones de acciones para situaciones de proyecto sísmicas

El formato general de los efectos de las acciones debería ser:

$$E_d = E \cdot \{G_{k,j}; P; A_{Ed}; \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}; \} j \geq 1; i \geq 1 \quad (6.9)$$

La combinación de las acciones entre corchetes $\{\}$ puede expresarse como:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.10)$$

Los coeficientes parciales de seguridad vienen reflejados en la tabla [6.2](#).

CASO	ACCIÓN	SÍMBOLO	SITUACIONES	
			Situaciones definitivas y provisionales	Situaciones Accidentales
Pérdida de equilibrio estático	Acciones permanentes			
	Desfavorable	γ_{Gsup}	1.10	1.00
	Favorable	γ_{Ginf}	0.90	1.00
	Acciones variables			
	Desfavorables	γ_Q	1.50	1.00
	Acciones accidentales	γ_A		1.00
Fallo de la estructura o de un elemento estructural	Acciones permanentes			
	Desfavorable	γ_{Gsup}	1.35	1.00
	Favorable	γ_{Ginf}	1.00	1.00
	Acciones variables			
	Desfavorables	γ_Q	1.50	1.00
	Acciones accidentales	γ_A		1.00
Fallo en cimentación	Acciones permanentes			
	Desfavorable	γ_{Gsup}	1.00	1.00
	Favorable	γ_{Ginf}	1.00	1.00
	Acciones variables			
	Desfavorables	γ_Q	1.30	1.00
	Acciones accidentales	γ_A		1.00

Tabla 6.2: Coeficientes parciales de seguridad.

6.6.2. Combinación de acciones en ELS

Las combinaciones de acciones a tener en cuenta en las situaciones de proyecto correspondientes deberían ser apropiadas para los requisitos de aptitud al servicio y criterios de comportamiento que se estén verificando. Las combinaciones de acciones para los estados límite de servicio se definen simbólicamente mediante las siguientes expresiones:

- Ecuación característica:

$$E_d = E \cdot \{G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}; \} j \geq 1; i \geq 1 \quad (6.11)$$

En la que la combinación de acciones entre corchetes $\{\}$ (llamada la combinación característica), se puede expresar como:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.12)$$

- Combinación frecuente:

$$E_d = E \cdot \{G_{k,j}; P; \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}; \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}; \} j \geq 1; i \geq 1 \quad (6.13)$$

En la que la combinación de acciones entre corchetes $\{\}$ (llamada la combinación frecuente) se puede expresar como:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.14)$$

- Combinación cuasi-permanente:

$$E_d = E \cdot \{G_{k,j}; P; \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}; \} j \geq 1; i \geq 1 \quad (6.15)$$

En la que la combinación de acciones entre corchetes $\{\}$ (llamada la combinación cuasi-permanente) se puede expresar como:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.16)$$

Con respecto al valor representativo de la acción de pretensado (es decir, P_k o P_m), se debería hacer referencia al correspondiente Eurocódigo de cálculo para el tipo de pretensado en consideración.

Los efectos de las acciones debidas a deformaciones externas deberán tomarse en consideración cuando corresponda.

Acción	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas en edificios, categoría (véase en Norma EN 1991-1-1)			
Categoría A: zonas residenciales, domésticas	0.7	0.5	0.3
Categoría B: zonas de oficinas	0.7	0.5	0.3
Categoría C: zonas de reunión	0.7	0.7	0.6
Categoría D: zonas comerciales	0.7	0.7	0.6
Categoría E: zonas de almacenamiento	1.0	0.9	0.8
Categoría F: zona de tráfico, peso del vehículo ≤ 30 kN	0.7	0.7	0.6
Categoría G: zona de tráfico, 30 kN < peso del vehículo ≤ 160 kN	0.7	0.5	0.3
Categoría H: cubiertas	0	0	0
Cargas de nieve en edificios (véase la Norma EN 1991-1-3)			
Finlandia, Islandia, Noruega, Suecia	0.7	0.5	0.2
Resto de los Estados miembros del CEN, para sitios localizados a alturas $H > 1000$ m sobre el nivel del mar	0.7	0.5	0.2
Resto de los Estados miembros del CEN, para sitios localizados a alturas $H \leq 1000$ m sobre el nivel del mar	0.5	0.2	0
Cargas de viento en edificios (véase la Norma EN 1991-1-4)	0.6	0.4	0
Temperatura (no la debida a incendio) en edificios (véase la norma EN 1991-1-5)	0.6	0.5	0

Tabla 6.3: Factores de combinación.

METODOLOGÍA APLICADA A LA ESTRUCTURA

7.1. Dimensiones del edificio

EN este caso utilizaran las dimensiones del edificio que se han descrito con anterioridad en el apartado 3, dando lugar al modelo que se muestra en la figura 7.1 realizado por la herramienta STAAD.Pro 2007:

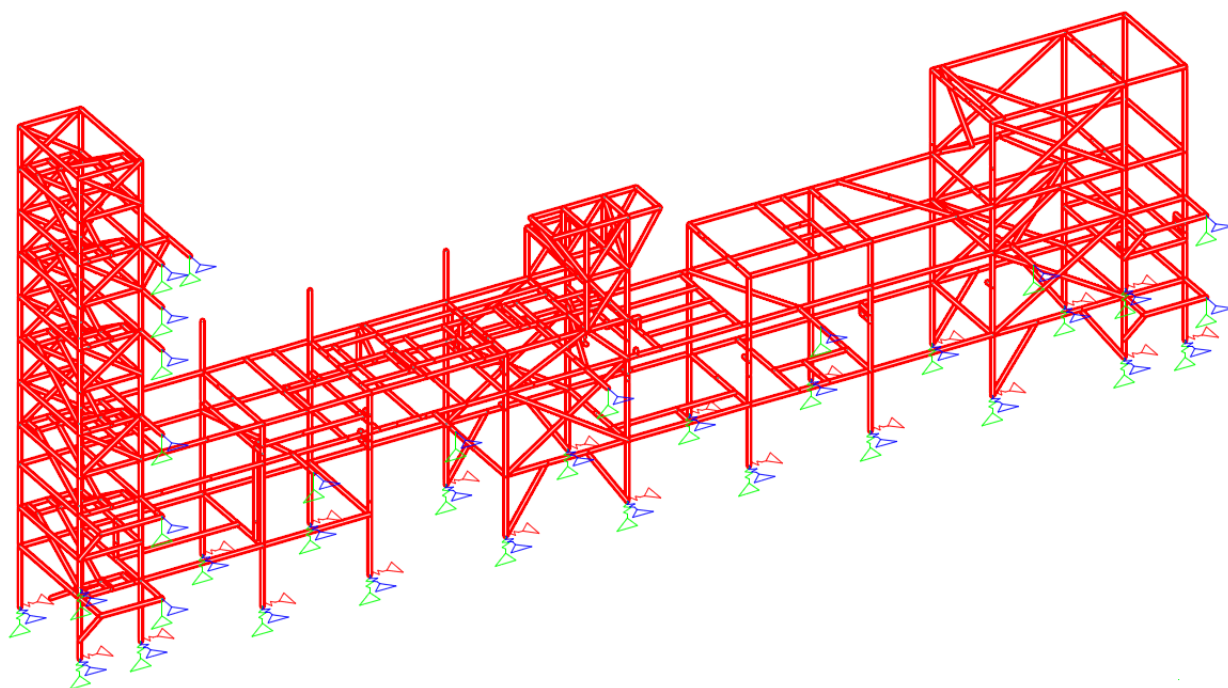


Figura 7.1: Modelo de la estructura.

7.2. Predimensionamiento de los perfiles utilizados

Para hacernos una idea mejor de qué tipo de perfiles utilizara nuestra estructura se realizara un primer estudio de uno de los pórticos de la estructura de forma que tendremos tan solo una estructura en 2D de forma que resultara mucho más fácil su estudio y llegaremos a unos perfiles aproximados que luego en la estructura de 3D nos permitirá ir más rápido en su definición.

De esta forma ahorramos mucho tiempo, tanto porque nos permitirá partir de unos perfiles aproximados en el modelo 3D al que de verdad se van a utilizar, como porque el análisis del modelo simplificado 2D es más fácil y rápido de analizar.

Por supuesto, este modelo no nos permitirá sacar ningún tipo de conclusión final.

7.2.1. Modelo en 2D

Para empezar elegimos uno de los pórticos (figura 7.2) que en principio parezca que vaya a estar más cargado, de forma que sea uno de los más restrictivos.

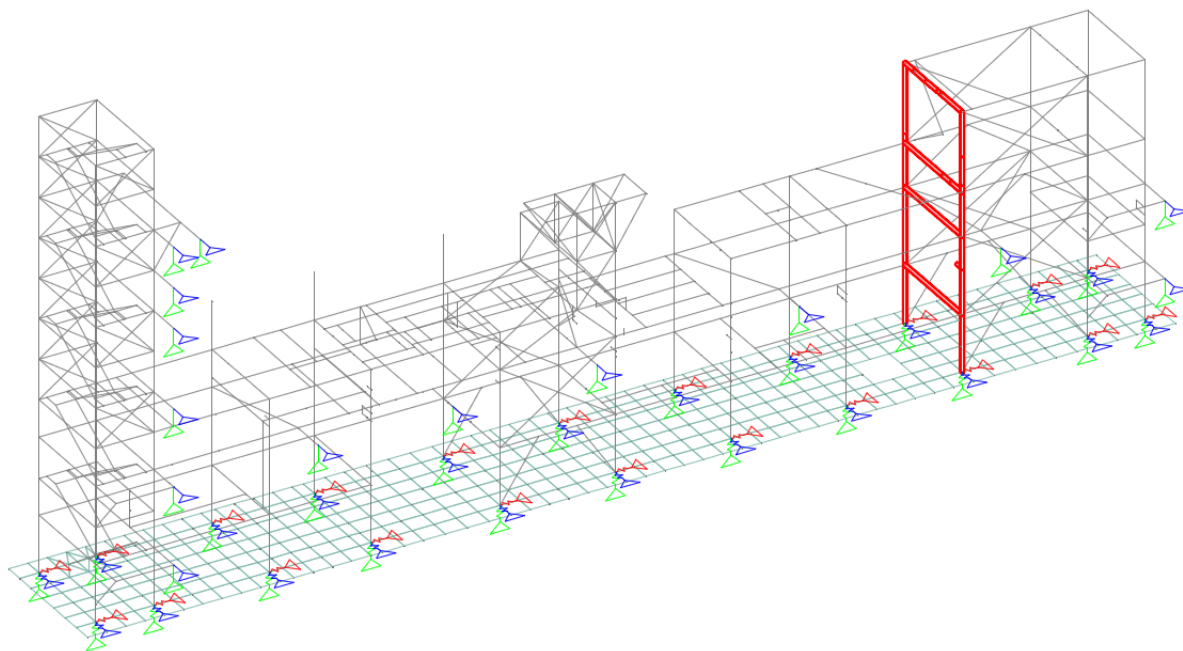


Figura 7.2: Pórtico en 3D.

Una vez elegido el pórtico lo transformamos en 2D (figura 7.3):

Una vez tenemos el modelo le damos las siguientes propiedades:

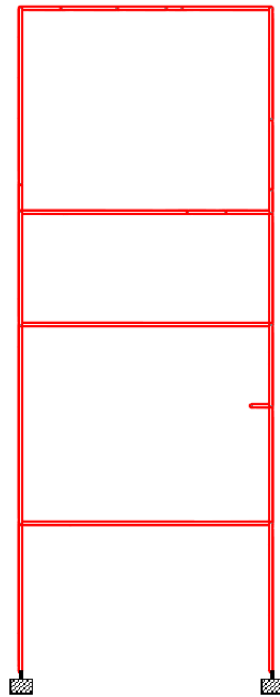


Figura 7.3: Pórtico en 2D.

- Los apoyos al suelo se consideran empotramientos.
- Introducimos las cargas como se verá más detallado en el modelo 3D.
- Elegimos unos perfiles adecuados para la estructura que estamos utilizando, las dimensiones de éstos se irán modificando una vez se haya analizado el modelo según las especificaciones que muestre el programa.

7.2.2. Perfiles metálicos

Definiremos brevemente los perfiles utilizados y las cualidades de cada uno ellos para solucionar las solicitaciones de cada una de las vigas. Series de perfiles laminados:

- Serie HE (figura 7.4):
 - Hasta los 300 mm de canto tienen igual anchura de ala que de canto
 - Para cantos mayores de 300 mm el ancho de ala se mantiene constante en 300 mm
 - Hay tres tipos :
 - HEA: serie ligera

- HEB: serie normal
- HEM: serie pesada
- Se laminan desde los 100 a los 1000 mm de canto
- Desde los 100 a los 400 mm de canto van de 20 en 20 mm

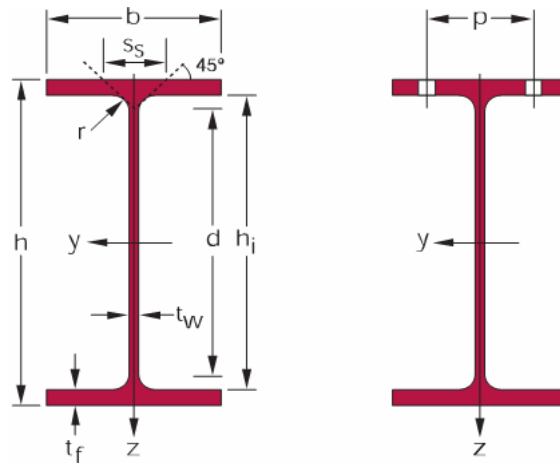


Figura 7.4: Perfil HE.

■ UPN (figura 7.5):

- Las caras interiores de las alas presentan pendientes del 8 %
- Se laminan desde los 80 mm hasta los 300 mm de 20 en 20 mm

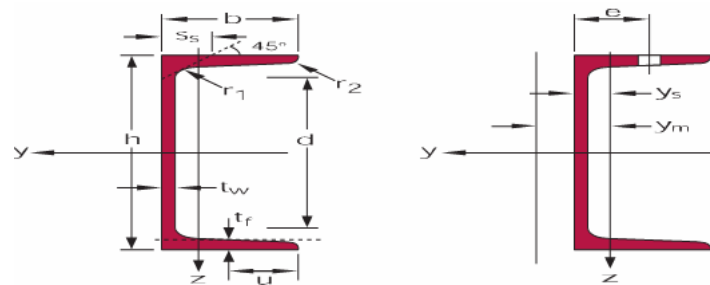


Figura 7.5: Perfil UPN.

■ Perfil angular L (figura 7.6):

- Se denomina angular de lados iguales al producto cuya sección es un ángulo recto, con alas o lados de igual longitud.
- Las caras de las alas son paralelas y la unión de sus caras interiores está redondeada.
- Las alas tienen el borde exterior con aristas vivas y el interior redondeado.

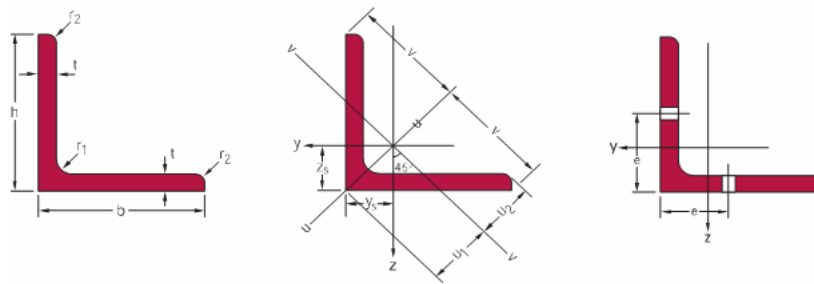


Figura 7.6: Perfil L.

7.2.3. Criterio de elección de los perfiles

En primer lugar para poder tomar decisiones en temas de estructuras es imprescindible saber el tipo y magnitud de esfuerzos a los que se están enfrentando.

Para absorber la compresión hace falta área A (cm^2) (tensión = axial mayorado/área).

Para absorber la flexión hará falta entonces momento de inercia I (cm^4), o lo que es lo mismo modulo resistente W (cm^3) (tensión = flector mayorado/modulo resistente).

El perfil que te da más área concentrada son los de la serie HE, que resiste fenomenalmente la compresión, pero si además existe flexión, y ésta está mayoritariamente orientada a uno de los planos, tu perfil podría ser del tipo IPE, pues aunque para obtener la misma área que uno de la serie HE necesitas un perfil superior de la serie, te da un modulo resistente considerable en una de las direcciones, en el llamado eje fuerte del perfil. Si los esfuerzos en los dos ejes son iguales se suele optar por la serie HE ya que los IPE tan solo le dan resistencia a uno de los ejes.

Al igual que si los esfuerzos son mayores en uno de los ejes si se pusiera uno de la serie HE se desperdiciaría el eje menos expuesto y por lo tanto habría un desperdicio de materia, y su consiguiente coste.

Siguiendo estos criterios obtenemos los siguientes perfiles para nuestro pórtico (figura 7.7):

7.3. Combinaciones de carga

Las combinaciones para el estudio del estado límite último son las que se relacionan a continuación: Las combinaciones de carga se numeran a continuación de las cargas simples cuando se trata de combinaciones para analizar el estado límite último y a partir de 1000 cuando se trata de combinaciones para garantizar el buen servicio.

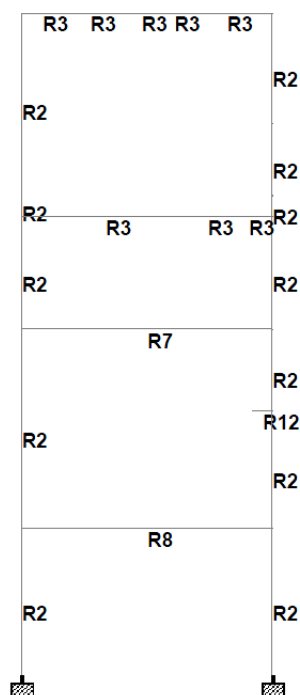


Figura 7.7: Perfiles de la estructura en 2D.

7.3.1. Estado Límite Último

	Sw	LL	StrTh (+/-)	Th1	Th2	Fr (+/-)	Wd (+/-)	Sn	Se (+/-)	Hy
Normal Operation										
	1.5	1.5	0.9	1.05		1.05	0.9			
	1.5	1.5	0.9		1.05	1.05	0.9			
	1.5	1.05	0.9	1.5		1.5	0.9			
	1.5	1.05	0.9		1.5	1.5	0.9			
Wind										
	1.5	1.05	0.9	1.05		1.05	1.5			
	1.5	1.05	0.9		1.05	1.05	1.5			
Seismic										
	1.00	1.05	0.9	0.6		0.6			1.5	
	1.00	1.05	0.9		0.6	0.6			1.5	
Hydrotest										
Main Steam	1.5	1.05								1.5
Intermediate Steam	1.5	1.05								1.5
Low Steam	1.5	1.05								1.5
Feed Water	1.5	1.05								1.5

Tabla 7.1: ombinaciones de carga ELU

7.3.2. Estado Límite de Servicio

	Sw	LL	StrTh (+/-)	Th1	Th2	Fr (+/-)	Wd (+/-)	Sn	Se (+/-)	Hy
Normal Operation										
	1.0	1.0	0.5	0.7		0.75	0.2			
	1.0	1.0	0.5		0.7	0.7	0.2			
	1.0	0.7	0.5	1.0		1.0	0.2			
	1.0	0.7	0.5		1.0	1.0	0.2			
Wind										
	1.0	0.7	0.5	0.7		0.7	1.0			
	1.0	0.7	0.5		0.7	0.7	1.0			

Tabla 7.2: ombinaciones de carga ELS

7.4. Comprobación de la Estructura Metálica

En este capítulo se definirán los elementos necesarios para la comprobación de esfuerzos y deformaciones en los elementos de acero que forman la estructura. Siguiendo lo indicado en el Eurocódigo 3, apartado 5.2 que comprende los siguientes aspectos:

7.4.1. Método de Análisis

El método de análisis empleado es el método elástico de acuerdo con los apartados 5.2.1.1 y 5.2.1.3 de eurocódigo. Se ha utilizado en programa STAAD.Pro 2007 que modeliza las vigas mediante elementos con seis grados de libertad por nodo. Los nodos se suponen rígidos existiendo compatibilidad de deformaciones. El programa se basa en técnicas de cálculo matricial y elementos finitos bajo las hipótesis habituales de elasticidad lineal:

- Proporcionalidad entre tensiones y deformaciones
- Compatibilidad de elementos estructurales
- Equilibrio local y global de cada una de las partes de la estructura

Bajo estas condiciones se calculan los esfuerzos y deformaciones para las hipótesis elementales de carga y las combinaciones indicadas anteriormente.

7.4.2. Estados Límite Últimos (ELU)

Para la comprobación de los estados límites últimos, se consideran las condiciones de verificación del apartado 2.3.2 de Eurocódigo-3.

- Cuando se considere un estado límite de equilibrio estático o de grande desplazamientos o deformaciones de la estructura, se verificará que:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad (7.1)$$

$E_{d,dst}$ Acciones desestabilizantes

$E_{d,stab}$ Acciones estabilizantes

- Cuando se considere un estado límite de rotura o deformación excesiva de una sección, un miembro o una unión (excluida la fatiga) se verificará que:

$$S_d \leq R_d \quad (7.2)$$

S_d valor de cálculo de la sollicitación

R_d Resistencia de cálculo correspondiente

- Cuando se consideren los efectos de las acciones, se verificará que:

$$Ed \leq Cd \quad (7.3)$$

Ed Valor de cálculo de la acción

Cd Capacidad de cálculo

El programa de cálculo por ordenador de estructuras STAAD.Pro 2007 cuenta con un módulo de comprobación de estructuras metálicas según EC-3. El programa de ordenador comprueba todas las cláusulas aplicables el elemento en cuestión para las combinaciones de carga consideradas en las secciones externas y en 12 secciones intermedias adicionales, y lista el ratio de fallo (coeficiente entre valor de cálculo y valor admisible) para la combinación más desfavorable para la comprobación en cuestión. A continuación se especifican las comprobaciones que se tienen en cuenta para cada parte de la estructura.

- a) Comprobación en pórticos Las comprobaciones realizadas para los distintos elementos estructurales según el Eurocódigo-3 están de acuerdo con el apartado 5.1.2:

- Resistencia de las secciones transversales (apartado 5.4)
- Resistencia de las piezas (apartado 5.5)
- Resistencia de las uniones (se tratará en otro capítulo aparte)
- Estabilidad global (apartado 5.2.6)

- Equilibrio estático (apartado 2.3.2.4)
- b) Piezas traccionadas En las piezas solicitadas a tracción se comprobará:
- la resistencia de las secciones transversales (apartado 5.4.4.)
- c) Piezas comprimidas En las piezas solicitadas a compresión se comprobará:
- la resistencia de las secciones transversales (apartada 5.4.4.)
 - la resistencia a pandeo (apartado 5.5.1.)
- d) Piezas flectadas En las piezas solicitadas a flexión se comprobará:
- la resistencia de las secciones transversales (apartado 5.4.)
 - la resistencia al pandeo lateral (apartado 5.5.2.)
 - la resistencia a la abolladura (apartado 5.6.)
 - la resistencia al pandeo del ala comprimida en el plano del alma (apartado 5.7.7.)
 - la resistencia del alma a las cargas localizadas (apartado 5.7.1.)
- e) En las piezas solicitadas a una flexión compuesta se comprobará:
- la resistencia de la sección a los esfuerzos combinados (apartado 5.4.)
 - la resistencia de la pieza a los esfuerzos combinados (apartado 5.5.3. y 5.5.4.)
 - lo prescrito para las piezas flectadas
 - lo prescrito para las piezas traccionadas o para las piezas comprimidas según corresponda

En los siguientes apartados se muestra cada comprobación, con las fórmulas y consideraciones que hay que tener en cuenta según el Eurocódigo-3.

7.4.3. Estados límite de servicio (ELS)

Los estados límite de servicio de una estructura se relacionan con criterios de servicio que dejan de cumplirse y que sin afectar a la seguridad de las personas, provocan una pérdida parcial de las prestaciones esperadas. En los estados límite de servicio se incluyen las deformaciones que afectan al uso de la estructura, y también las vibraciones y otros daños o deterioros que pueden influir negativamente sobre su apariencia, durabilidad y funcionalidad.

Se adoptan los siguientes valores máximos de la relación flecha/luz bajo la acción de la carga característica (sin coeficientes de mayoración de las acciones):

- Vigas hasta 5 m de luz que no soporten muros de fábrica: 1/300
- Vigas de más de 5 m de luz que no soporten muros de fábrica: 1/300
- Desplazamientos horizontales de las plantas: 1/300 de su altura sobre el suelo, no superando el desplazamiento relativo entre plantas consecutivas el 1/400 de la altura entre ambas.

En cualquier elemento no mencionado anteriormente, la relación flecha/luz no excederá de 1/500.

Tantos desplazamientos totales como relativos entre plantas consecutivas En el caso del edificio de turbinas no cabe esperar vibraciones, por lo que no se consideran situaciones de vibraciones inducidas ni por equipos ni otras causas. Esto se debe a que los equipos que generan vibraciones de consideración dentro del edificio de turbinas son los equipos de generación de potencia, que van situados encima de los pedestales que están fuera del alcance de este trabajo, y están aislados convenientemente tanto de la estructura como de la cimentación del propio edificio.

7.4.4. Resultados

Estructura principal: análisis tensional. Tensiones máximas

El modelo realizado tiene un total de 801 barras. El programa de cálculo STAAD, realiza la comprobación de todos los elementos según los requisitos indicados en el EC-3 - Proyecto de estructuras de acero . A partir de dichas comprobaciones, se obtiene un coeficiente de aprovechamiento del elemento. Este coeficiente, para el requisito a cumplir que sea más desfavorable a cada elemento, su aprovechamiento en función de su máxima capacidad. Por lo tanto, los coeficientes por debajo de la unidad son válidos a efectos de cálculo y comprobación de la estructura. Se comprueba cada viga de forma más exhaustiva con el chequeo de la carga crítica y de la sección del eurocódigo en la que le restringe más. Vemos un ejemplo (fig. 7.8) de la viga con el ratio mayor:

Los resultados de todas las barras se encuentran en el anexo C.

Desplazamientos

Las comprobaciones de ELS se han realizado tomando los desplazamientos máximos de las barras en todas sus direcciones y viendo si cumplen las relaciones flecha/luz establecidas anteriormente. A continuación se encuentra la comprobación de ELS de deformaciones de todas las barras.

Steel Design (Track 2) Beam 1 Check 1

ALL UNITS ARE - KN METE (UNLESS OTHERWISE NOTED)

MEMBER	TABLE	RESULT/ FX	CRITICAL COND/ MY	RATIO/ MZ	LOADING/ LOCATION
1 ST	HEA360	(SPANISH SECTIONS)			
		PASS	EC-5.5.4.LTB	0.828	191
		242.70 C	-108.76	-120.05	0.00

MATERIAL DATA

Grade of steel = Fe 430
 Modulus of elasticity = 205 kN/mm²
 Design Strength (py) = 275 N/mm²

SECTION PROPERTIES (units - cm)

Member Length = 90.00
 Gross Area = 142.80 Net Area = 142.80

	z-axis	y-axis
Moment of inertia	33090.004	7887.001
Plastic modulus	2088.000	802.000
Elastic modulus	1890.857	525.800
Shear Area	69.998	49.000
Radius of gyration	15.222	7.432
Effective Length	90.000	90.000

DESIGN DATA (units - kN,m) EUROCODE NO.3 /1989

Section Class : CLASS 1
 Squash Load : 3927.00
 Axial force/Squash load : 0.062

	z-axis	y-axis
Slenderness ratio (KL/r)	5.9	12.1
Compression Capacity	3570.0	3570.0
Tension Capacity	3570.0	3570.0
Moment Capacity	522.0	200.5
Reduced Moment Capacity	522.0	200.5
Shear Capacity	1010.3	707.3

BUCKLING CALCULATIONS (units - kN,m)

Lateral Torsional Buckling Moment MB = 522.0
 co-efficients C1 & K : C1 =1.132 K =1.0, Effective Length= 0.900

CRITICAL LOADS FOR EACH CLAUSE CHECK (units- kN,m):

CLAUSE	RATIO	LOAD	FX	VY	VZ	MZ	MY
EC-5.4.4 (C)	0.240	419	857.0	-6.7	23.9	-4.3	-12.4
EC-5.4.8.1	0.297	433	-395.8	36.1	-45.2	56.7	57.2
EC-5.5.4	0.828	191	242.7	-48.2	61.7	-120.0	-108.8
EC-5.5.4.LTB	0.828	191	242.7	-48.2	61.7	-120.0	-108.8
EC-5.4.6-(Z)	0.067	215	355.8	-21.8	67.9	-49.1	-119.8
EC-5.4.6-(Y)	0.072	309	288.0	50.7	-33.2	81.1	31.1
EC-5.5.2 LTB	0.147	7	-44.0	-28.5	1.4	-77.0	-1.1
EC-eq(5.36)	0.505	433	-395.8	36.1	-45.2	56.7	57.2
EC-5.5.3	0.139	7	-44.0	-28.5	1.4	-77.0	-1.1

Torsion and deflections have not been considered in the design.

Figura 7.8: Ejemplo resultados de la viga más solicitada.

			Horizontal	Vertical	Horizontal	Resultante
	Nodo	L/C	X mm	Y mm	Z mm	mm
Max X	928	1122	24.165	-6.546	23.791	34.537
Min X	832	1117	-16.063	1.937	-1.298	16.232
Max Y	927	1109	6.789	3.487	0.289	7.638
Min Y	914	1121	23.126	-8.59	4.968	25.165
Max Z	927	1121	6.012	-7.125	24.896	26.584
Min Z	927	1105	2.061	3.143	-24.656	24.941
Max Rst	928	1122	24.165	-6.546	23.791	34.537

Tabla 7.3: Resumen de desplazamientos máximos y mínimos.

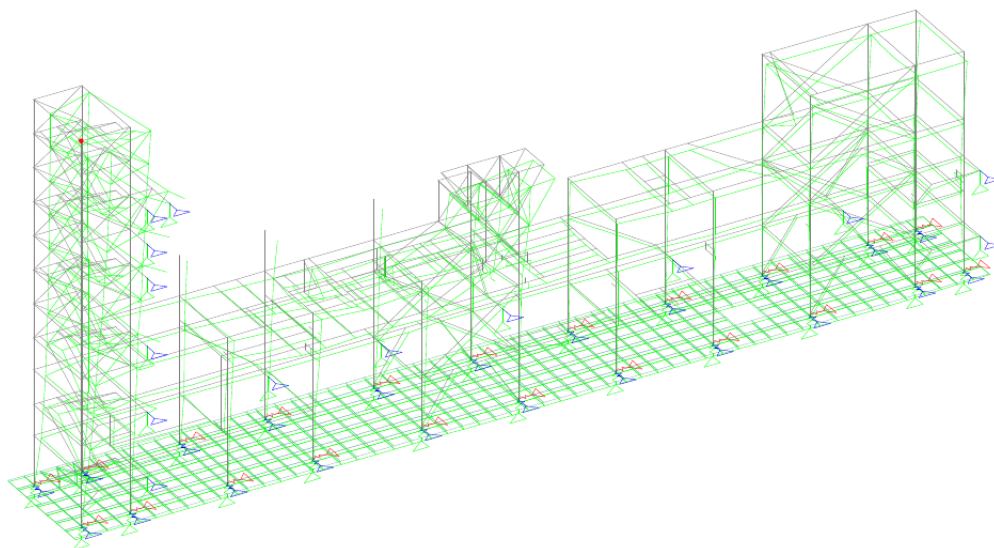


Figura 7.9: Dirección X max desplazamientos.

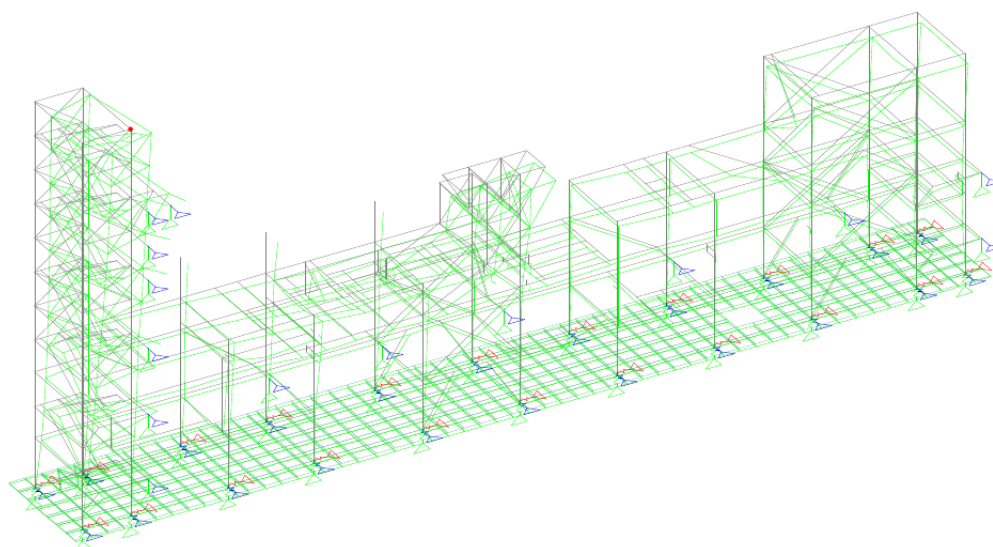


Figura 7.10: Dirección Y max desplazamientos.

- DIRECCIÓN X El nudo 928 está situado en pórtico R0. La luz ente los puntos de apoyo es 23.70 m $24.165/23700 = 1/948 < 1/300$ es válido.
- DIRECCIÓN Y El nudo 914 está situado en el pórtico R1. La luz ente los puntos de apoyo es 5.10 m $8.59/5100 = 1/600 < 1/300$ es válido.
- DIRECCIÓN Z El nudo 927 está situado en pórtico R0 en la altura 23.70 m

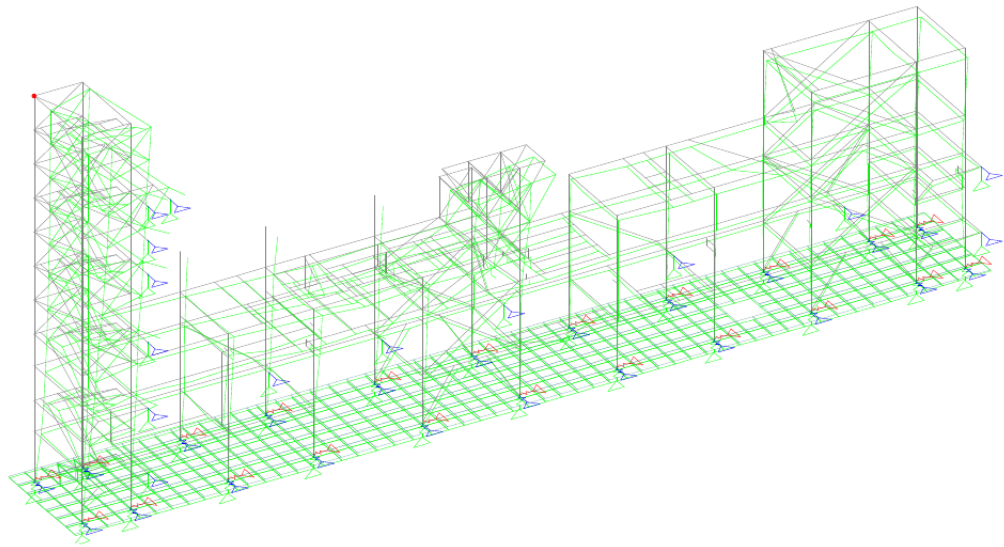


Figura 7.11: Dirección Z max desplazamientos.

$24.896/23700 = 1/948 < 1/300$ es válido.

METODOLOGÍA APLICADA A LA CIMENTACIÓN

EL objeto de este apartado es mostrar la metodología, el modelo realizado, las normativas aplicadas y cualquier otra información necesaria para el cálculo de la cimentación del Pipe Rack.

8.1. Tipología de cimentaciones

Las cimentaciones se clasifican en *superficiales o directas* (zapatas y losas) y *profundas* (pilotes). El concepto de superficial se refiere más a su extensión en planta que a la cota de apoyo sobre el terreno firme [9].

Las *zapatas* (cimentaciones superficiales de zonas aisladas de la estructura) son el tipo más frecuente; se emplean cuando el terreno tiene ya en su superficie una resistencia media o alta en relación con las cargas de la estructura y es suficientemente homogéneo como para que no sean de temer asientos diferenciales entre las distintas partes de ésta.

Las *losas* (cimentaciones superficiales de toda la planta de la estructura) se emplean en terrenos menos resistentes o menos homogéneos, o bajo estructuras más pesadas y menos deformables; con ellas se aumenta la superficie de contacto y se reducen los asientos diferenciales. A veces también se emplean cuando la cimentación ha de descender por debajo del nivel freático, para soportar la subpresión. Puede decirse, de forma aproximada, que la losa es más económica que las zapatas si la superficie total de éstas es superior a la mitad de la superficie cubierta por el edificio, debido al menor espesor de hormigón y menores armaduras de las losas, a su excavación más sencilla y al ahorro de encofrados.

Los *pilotes* se emplean, en general, cuando el terreno resistente está a profundidades superiores a los 5 o 6 m, cuando el terreno es poco consistente hasta una gran profundidad, cuando existe gran cantidad de agua en el terreno y cuando deben resistirse acciones horizontales de cierta importancia.

En este caso se encuentra ante una estructura relativamente pesada, que nos va

provocar unas cargas puntuales muy fuertes sujeta en un terreno cohesivo (arcilloso) de poca resistencia y susceptible de grandes deformaciones. La saturación del terreno por el agua freática presta a éste una consistencia blanda o fluida lo que da lugar a una resistencia baja, permitiendo presiones de trabajo muy pequeñas, y a problemas de estabilidad .

Según el informe geotécnico el firme esta muy profundo imposible de alcanzar mediante las cimentaciones superficiales o semiprofundas explicadas anteriormente.

Es por todo lo anterior mencionado, y el consejo del informe geotécnico 8.2, que en esta estructura se recurrirá a una cimentación profunda mediante pilotaje (figura 8.1).

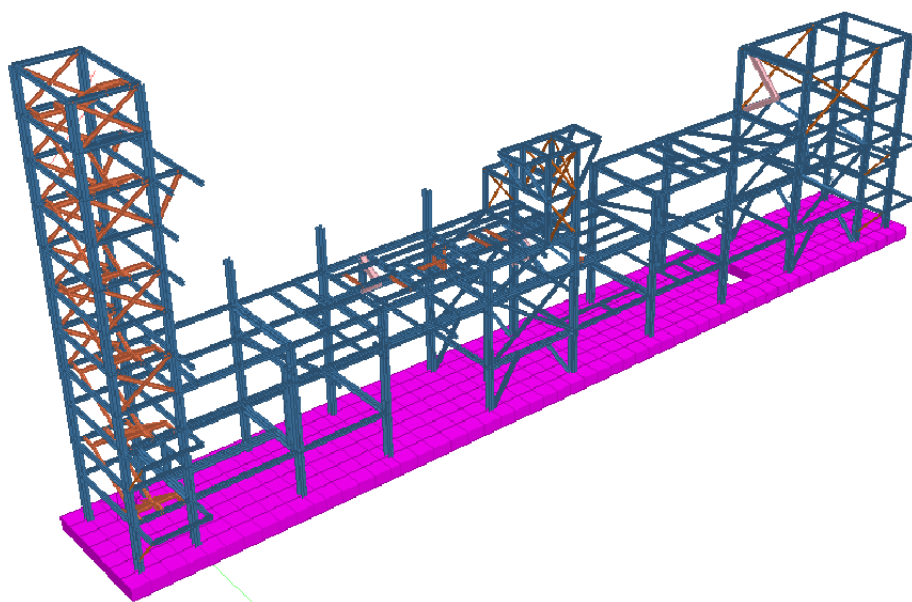


Figura 8.1: Losa de cimentación.

8.2. Dimensiones de la cimentación

8.2.1. Losa

Las dimensiones de la losa de cimentación del Pipe Rack estará formada por 7 m de ancho, 56.5 m de longitud y un espesor de 0.7 m.

La losa ha sido modelada haciendo un mallado de la misma de tal manera que se haga coincidir de la forma más exacta posible los nodos de la estructura con los puntos de aplicación de las cargas que actúan sobre la losa, que corresponden con los pilares del edificio.

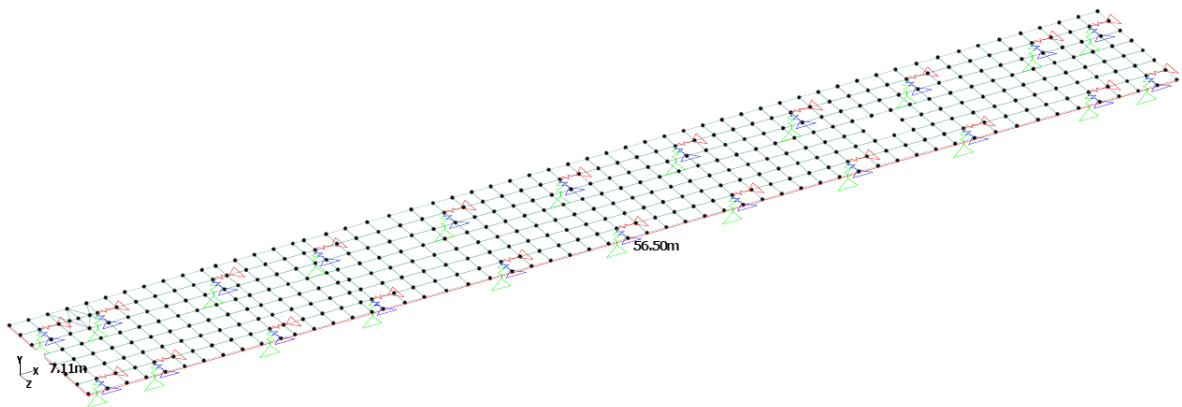


Figura 8.2: Dimensiones de la losa.

8.2.2. Pilotes

Para el cálculo y el diseño de los pilotes se han considerado los siguientes parámetros.

Tipo de Pilote	Eje perforado
Sección del Pilote	circular $\phi 800$
Hormigón	C35/45 ¹ $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$ (cilíndrico)
Tensión de trabajo a compresión	5 MPa
Coefficiente de seguridad ²	3.0
Constante muelles	$K F_Y = 370000 \text{ kN/m}$
	$K F_X = K F_Z = 9775 \text{ kN/m}$

Tabla 8.1: Pilotes utilizados.

La longitud de los pilotes en el Pipe Rack será de 26.5 m, por otro lado el diámetro será de 800 mm como marcan las especificaciones del proyecto (DBD).

8.3. Cargas de la cimentación

- Cargas permanentes.
- Acciones variables.

¹Acorde con el Eurocódigo 2

²Coefficiente de seguridad para calculo de la capacidad a flexión

- Sobrecargas de uso
 - Acciones de viento.
 - Temperatura.
- Accidentales.
- Sismo.

El cálculo de la cimentación se ha realizado conjuntamente a la estructura metálica, puesto que los resultados serán más fiables que si se utilizan las reacciones de la estructura metálica actuando sobre la losa de cimentación.

8.4. Propiedades del terreno

Las propiedades del terreno se toman del informe geotécnico proporcionado por la empresa.

8.4.1. Distribución de las capas

El perfil del terreno ha sido caracterizado de acuerdo con la información proporcionada por Empresarios Agrupados.

Nivel	Descripción del terreno	Desde (profundidad)	A (profundidad)
# 1	Relleno, drenajes industriales, terreno superior	0.0	-1.0
# 2A	Arena fina y limos de color gris oscuro	-1.0	-5.0
# 2C	Arcilla limosa con baja plasticidad de color gris oscuro	-5.0	-12.0
# 2B	Arenas y grava	-12.0	-18.0
# 3	Masas resistentes de piedra caliza	-18.0	-22.0
# 4	Piedra caliza y masas de arenisca	-22.0	

Tabla 8.2: Distribución de las capas.

8.5. Capacidad de los pilotes

El cálculo de los pilotes del Pipe Rack se ha realizado con los siguientes análisis:

8.5.1. Resumen de cargas

Del análisis por elementos finitos llevado a cabo en el Rack de Tuberías se han obtenido las máximas reacciones verticales y horizontales que se transmitirán al conjunto de los pilotes de la losa. Se usará la envolvente de los valores obtenidos para las condiciones de diseño y servicio respectivamente.

$\phi 800$	Vertical (kN)	Horizontal (kN)
Servicio	1247.5	24.22
Diseño	1975.0	140.787

Tabla 8.3: Resumen de cargas sobre los pilotes.

8.5.2. Análisis vertical

En la tabla 8.4 se describe el análisis realizado para un sólo pilote, calculando la capacidad de carga admisible.

Longitud	Diametro	capacidad de carga admisible (kN)			Elevación vertical (kN)
		Fricción	Punta	Total	
26.5 m	0.8 m	3858.46	1675.33	5533.80	3720.1

Tabla 8.4:

El axil máximo de compresión (1975 kN) es menor que la máxima compresión que resiste el pilote (2513.3 kN).

De los resultados obtenidos se observa que ninguno de los pilotes trabaja a tracción en ninguna de las combinaciones de carga.

El valor del asiento y el desplazamiento en cabeza en condiciones de servicio, se han calculado con arreglo a la hipótesis de cabeza libre, se muestra en la siguiente tabla:

Asiento	2.5 mm
Desviación en cabeza	1.32 mm

Tabla 8.5: Condiciones de servicio.

El asiento diferencial se encuentra por debajo del límite establecido de 12.5 mm. En cuanto a la desviación en cabeza se encuentra en valores por debajo de los 20 mm, se puede decir por tanto que cumplen ambas condiciones.

8.5.3. Análisis horizontal

Efecto de Grupo

Se toman 2 grupos, uno considerando todos los pilotes. Y otro, en un extremo en el que la separación entre pilotes sea 3 m aproximadamente.

Asumiendo que la desviación en cabeza de cada pilote es igual para todos los pilotes dentro del grupo, se puede calcular el mediante regresión lineal el coeficiente de amplificación para un grupo ideal de pilotes con una separación entre sí de 3 m.

Para los valores máximos de carga que se puede observar en la tabla 8.3 se obtiene un coeficiente de valor 1.19, válido para los pilotes $\phi 800$.

Considerando todos los pilotes conjuntamente no existe efecto de grupo.

Esfuerzo cortante

El máximo esfuerzo cortante fue obtenido del análisis de un sólo pilote, con una carga horizontal de diseño (apartado 8.5.1) amplificado por un factor de 1.19 calculado del efecto de grupo en el parágrafo 8.5.3.

El cortante máximo ($140.787 \cdot 1.19 = 167.53 kN$) es menor que el cortante máximo que resiste el pilote ($628.3 kN$).

8.5.4. Constantes de los muelles

Las siguientes constantes de muelles, proporcionados por la empresa, se utilizarán para modelar el comportamiento pilote-suelo en el diseño de la cimentación.

Para los pilotes $\phi 800$ mm :

- Constante de muelle vertical $KF_Y = 370.000 \text{ kN/m}$
- Constante de muelle horizontal $KF_X = KF_Z = 9.775 \text{ kN/m}$

ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

8.6. Armado de la losa de cimentación

Los esfuerzos obtenidos mediante el modelo de elementos finitos tridimensional realizado con el programa de cálculo en los elementos tipo placa, se combinarán de la siguiente manera para obtener así las envolventes de esfuerzos de diseño,

donde las abreviaturas S_x , S_y , S_{xy} , representan los esfuerzos de membrana y M_x , M_y , M_{xy} , son los momentos flectores y momento torsor. A su vez Q_x y Q_y son los cortantes transversales perpendiculares al plano medio del elemento placa.

■ Axil:

$$N_{dx} = S_x \pm |S_{xy}|$$

$$N_{dy} = S_y \pm |S_{xy}|$$

■ Momento flector:

$$M_{dx} = M_x \pm |M_{xy}|$$

$$M_{dy} = M_y \pm |M_{xy}|$$

■ Cortante:

$$V_{Rd} = \sqrt{(Q_x)^2 + (Q_y)^2}$$

Para comprobar las armaduras se parte de que los elementos placa que componen la losa del edificio poseen los mismos ejes de orientación. El criterio de signos que emplea el programa de cálculo se representa en la figura 8.3

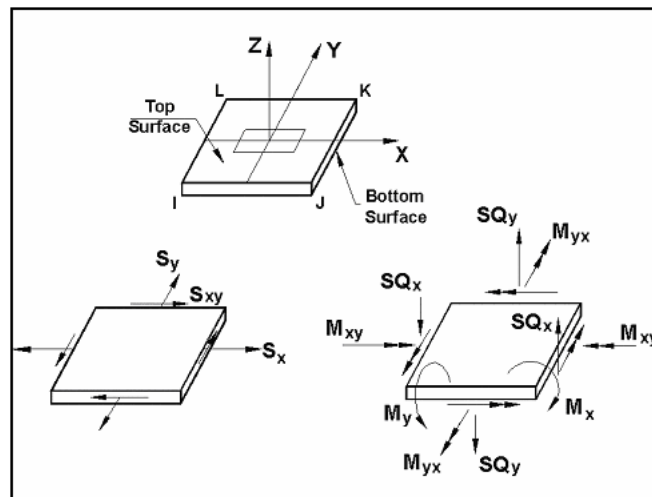


Figura 8.3: Ejes locales.

8.6.1. Esfuerzos actuantes en la losa

El modelo de la losa de cimentación tiene 400 elementos tipo placa y el análisis se ha hecho para todas las combinaciones de carga. Dado el volumen de datos, fue necesaria la implementación de una herramienta propia, para poder manipular toda esta cantidad de información. Con esta herramienta, se obtiene las envolventes de esfuerzos para cada elemento de la losa, es decir para cada elemento se utilizará el peor estado tensional y sus concomitantes.

Gráficas en losa

Una de las características de esta herramienta que básicamente se trata de una macro realizada en excel, es la posibilidad de dibujar los estados tensionales más críticos. De esta forma se podría realizar un armado mucho más específico y preciso. En la realización del proyecto la experiencia en otras centrales similares y el ahorro en los plazos de ejecución se optó por un armado simétrico que se verá a continuación.

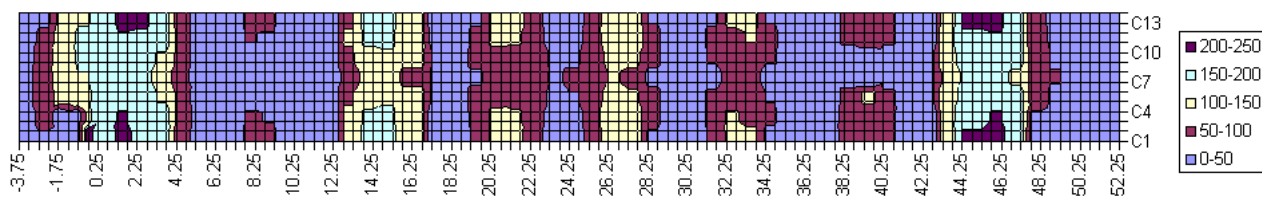


Figura 8.4: Envolvente de $+M_x$ ($kN \cdot m/m$).

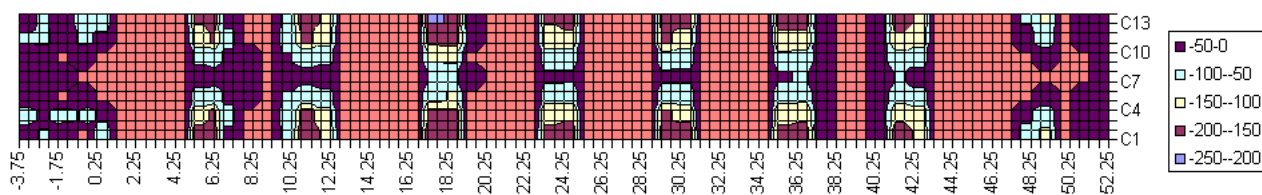
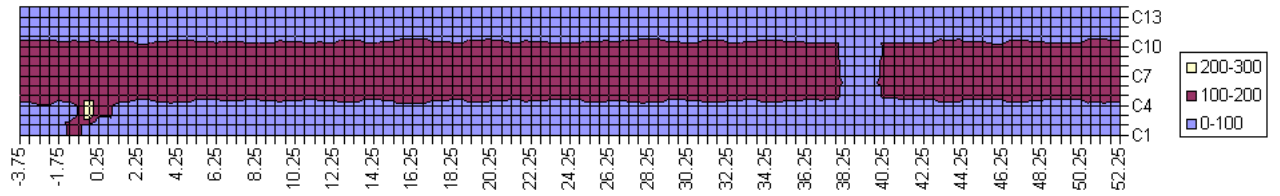
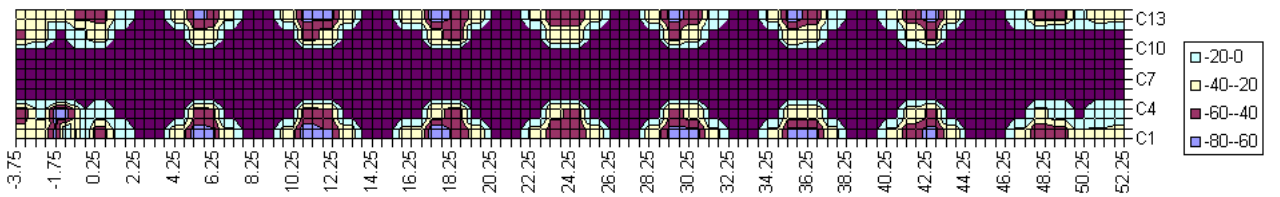
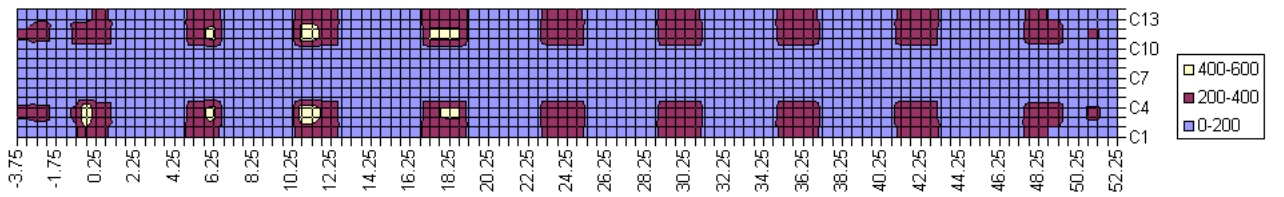


Figura 8.5: Envolvente de $-M_x$ ($kN \cdot m/m$).

8.6.2. Cálculo de cuantías mínimas

En el apartado 9.3.1.1 del EC-2 se dice que el porcentaje mínimo de armadura en la dirección longitudinal nunca será menor que el necesario para controlar el

Figura 8.6: Envolvente de $+M_y$ ($kN \cdot m/m$).Figura 8.7: Envolvente de $-M_y$ ($kN \cdot m/m$).Figura 8.8: Envolvente de $|V|$ (kN/m).

problema de fisuración:

$$A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t d \quad (8.1)$$

$$A_{s,min} = 0.0013 \cdot b_t d \quad (8.2)$$

donde:

- b es el ancho del bloque de hormigón que al ser tomado por metro tendrá un valor de 1.
- d es el espesor del bloque de hormigón hasta el centro del armado superior.
- f_{ctm} valor tomado del Eurocódigo 2 tabla 3.1

- f_{yk} resistencia del acero.

En el mismo apartado del EC-2 se requiere que el porcentaje máximo de armadura longitudinal nunca deberá exceder de:

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c \quad (8.3)$$

8.6.3. Armadura de flexión

Con los ejes locales utilizados por el programa de cálculo:

M_{dX} : positivo tracciona la parte inferior de la losa de cimentación, es decir, en dirección del eje Z. El valor negativo de este momento indica una tracción de la armadura superior de la losa.

M_{dY} : positivo tracciona la parte inferior de la losa de cimentación, es decir, en dirección del eje X. El valor negativo de este momento indica una tracción de la armadura superior de la losa.

Por facilidad de montaje, se decide utilizar la misma armadura en el parte inferior y en la parte superior.

$\phi 25$ cada 250 mm, cumpliría con el porcentaje mínimo y máximo establecido.

La capacidad de carga de todas las secciones se verifica con el *diagrama de interacción* (diagrama tensión-deformación), de acuerdo con el artículo 6.1 (3)P del EC-2.

Las envolventes de esfuerzos son obtenidas directamente de la salida del programa de cálculo, quedando los diagramas tensión-deformación de la siguiente manera:

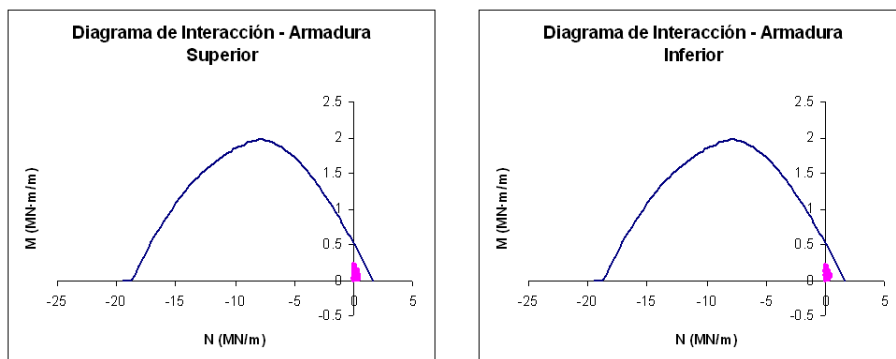
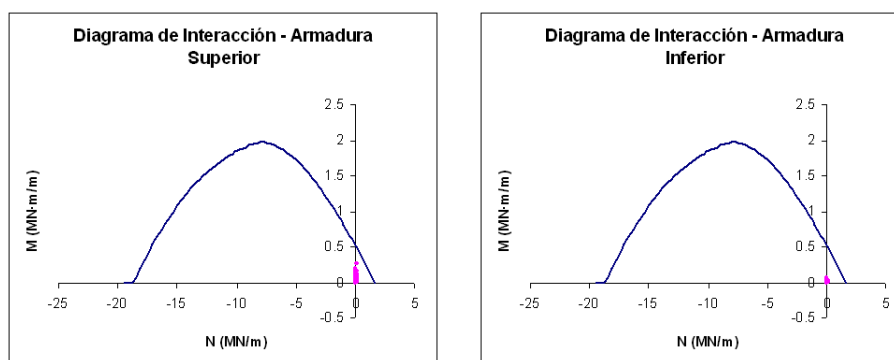


Figura 8.9: Diagramas de interacción M_{dx} .

Figura 8.10: Diagramas de interacción M_{dy} .

8.6.4. Armadura de Cortante

El esfuerzo cortante en la losa se calculó de acuerdo con el artículo 6.2 del EC-2. El esfuerzo de cortante máximo (V_{Rd}) tiene un valor de 184.6 kN y es producido en la placa número 3056 para la combinación de carga 400 (ELU).

En su inicio la losa se comprueba para resistir sin armadura de cortante, según la sección 6.2.2. La resistencia del esfuerzo cortante de diseño para la estructura sin armadura se calcula según la expresión:

$$V_{Rd,c} = |C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}| \cdot b_w d \quad (8.4)$$

con un mínimo de:

$$V_{Rd,c} = |v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}| \cdot b_w d \quad (8.5)$$

Se obtiene un valor para $V_{Rd,c}$ de 251.90 kN que es mayor que V_{Rd} , por lo tanto, no será necesaria la armadura de cortante en la losa.

8.6.5. Armadura de punzonamiento

La resistencia frente a los efectos transversales producidos por cargas concentradas (cargas o reacciones) actuando en losas sin armadura transversal se comprueba utilizando una tensión tangencial nominal en una superficie crítica concéntrica a la zona cargada.

Acorde a la sección 6.4.4. del EC-2, debemos estudiar el punzonamiento de las columnas. La fórmula que se presenta a continuación nos da la resistencia a punzonamiento de la sección sin refuerzo a cortante:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \quad (8.6)$$

donde:

- f_{ck} está en MPa.
- con k

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

- con ρ_l

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0.02$$

- ρ_{ly} y ρ_{lz} nos muestran la tensión producida en el acero, en las direcciones -x y -y respectivamente. Los valores serán calculados como el valor medio considerando una anchura de losa igual al ancho de la columna mas el lado 3d.

- σ_{cp}

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2$$

- σ_{cy} , σ_{cz} son las tensiones normales del hormigón en las direcciones -y y -z respectivamente. Tomaremos las tensiones en Mpa y positivas si se produce compresión

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}}$$

y

$$\sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$$

- $N_{Ed,y}$, $N_{Ed,z}$ son las fuerzas longitudinales en las columnas internas y la fuerza longitudinal a través de la sección de control. La fuerza podría ser de una carga o una acción de pretensado. A_c es el área de hormigón acorde a la definición de N_{Ed}

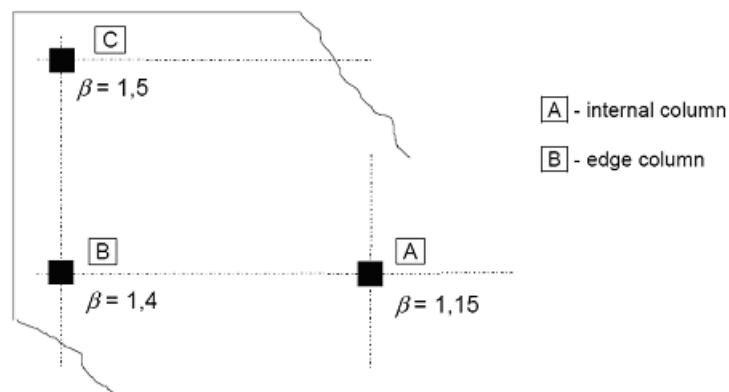
La resistencia de nuestra sección es:

$$V_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed}/(z \cdot b_i) \quad (8.7)$$

- β es un parámetro que depende de la situación del pilote. Existen 3 casos posibles:

- Pilote de esquina
- Pilote de borde

- Pilote interior (no aplica en nuestra estructura)
- Z es el brazo de palanca de la sección compuesta.
- b_i es el ancho de la entrecara.



Pilotes de esquina

La máxima reacción en los pilotes es producida en el nodo 2009 para la combinación de carga 127 y con un valor de 598.5 kN (ver 8.11)

Se considera $\beta = 1.5$.

El diámetro del pilote será de 800 mm.

U_1 , perímetro de la esquina = 3671 mm.

Pilotes de borde

La máxima reacción en los pilotes es producida en el nodo 2230 para la combinación de carga 388 y con un valor de 1304 kN. (ver 8.12)

Se considera $\beta = 1.4$.

El diámetro del pilote será de 800 mm.

U_1 , perímetro de la esquina = 7277 mm.

Se puede concluir que no es necesaria armadura a punzonamiento en la losa de cimentación.

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO En la sección 7 del EC-2 se describe la verificación que hay que llevar a cabo para el ELS. No se verifica la tensión límite, porque la losa de cimentación está soportada por pilotes.

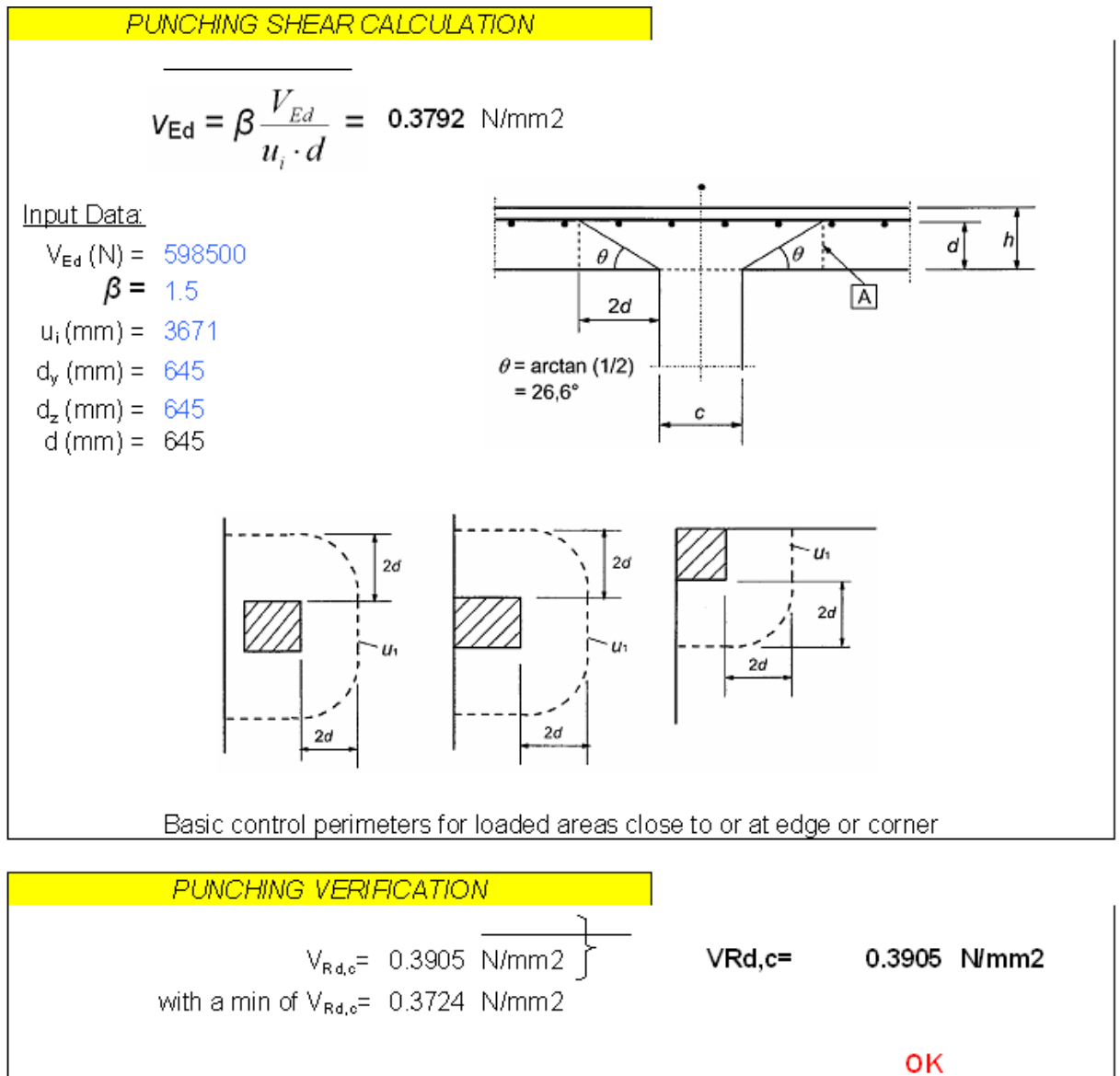


Figura 8.11: Pilote de esquina.

8.6.6. Fisuración

La verificación a fisuración se hizo atendiendo a las diferentes combinaciones de carga que actúan sobre la losa, de acuerdo al EC-2 apartado 7.3.

Los siguientes valores se han tenido en consideración para verificar la fisuración en la losa:

- $M_{CR} = f_{ctm} \cdot W = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot W$ Momento de fisuración.

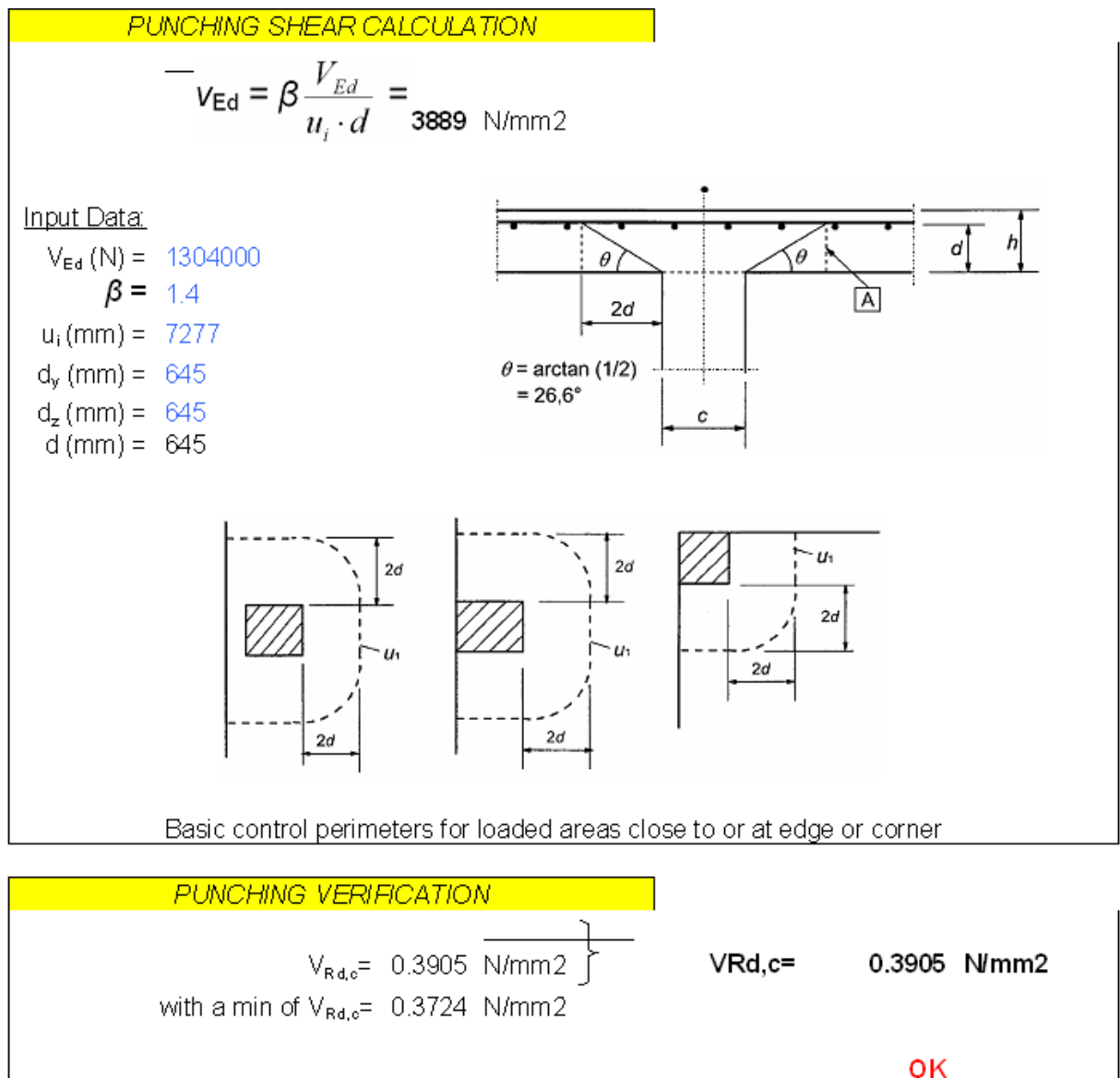


Figura 8.12: Pilote de borde.

- $n = \frac{E_s}{E_c}$ ratio.
- W Módulo resistente de la sección.

Para las combinaciones de carga en servicio se supera el momento de fisuración, pero la anchura de fisura está por debajo del máximo permitido según el EC-2. En la siguiente tabla (8.6) se recogen los datos obtenidos:

Por tanto, como no se supera el momento crítico de primera fisura, se determi-

DATOS DE LA SECCIÓN			
Ancho considerado de la losa	b	m	1.00
Altrua de la losa	h	m	0.70
Recubrimiento	r	m	0.055
Resistencia característica del hormigón	f_{ck}	MPa	30.00
Resistencia media del hormigón	f_{cm}	MPa	38.00
Resistencia de diseño del hormigón	f_{cd}	MPa	20.00
Tensión media de tracción del hormigón	f_{ctm}	MPa	2.90
Modulo de elasticidad del hormigón	E_c	MPa	28576.80
Módulo de elasticidad del acero	E_s	MPa	210000.00
Area de refuerzo por cara	A_s	cm^2	19.63
Resistencia de diseño del acero	f_{yd}	MPa	434.78
ULTIMATE SHEAR STRENGTH OF SECTION			
Ratio	n		7.35
Momento cuasi-permanente	M_c	$kN \cdot m$	72.3
Momento de fisuración	M_{cr}	$kN \cdot m$	261.2

Tabla 8.6: Tabla resumen de los parámetros en la fisuración.

Esfuerzo	Localización	Esquema
Flector	Superior	$\phi 25 @ 250$
	Inferior	$\phi 25 @ 250$
Cortante	No aplica	
Punzonamiento	Interior	No aplica

na que no existe fisuración en ninguna de las secciones de la losa de cimentación.

8.6.7. Resumen de resultados

Con los cálculos previos, la cuantía final que resulta para el armado de la losa de cimentación del Pipe Rack quedará de la siguiente forma:

INVERSIÓN

EL Rack de Tuberías objeto de este estudio se encuentra englobado dentro de un proyecto más amplio como es la construcción de una CTCC. El estudio económico refleja los costes que supone la construcción de este edificio, los cuales se desglosarán en dos tipos:

- Costes de ingeniería derivados de los trabajos de cálculo de la estructura y de su cimentación.
- Costes que de construcción.

9.1. Costes de Ingeniería

El tiempo necesario para realizar los cálculos de la estructura y de la cimentación es de alrededor de 600 horas, 350 para la estructura metálica y 250 para la cimentación. Los honorarios para un ingeniero calculista es de unos 80 €/h.

$$600 \text{ h} \times 80 \text{ €/h} = 48.000 \text{ €}$$

9.2. Costes de construcción

Son los costes que supone la construcción de la cimentación y estructura propiamente dicha. La mano de obra viene incluida en cada coste.

Los costes son los siguientes:

HORMIGÓN PARA ARMAR EN LOSAS (H-30):

Suministro y colocación de hormigón para armar HA-30, según especificación marcada en planos, en cualquier tipo de estructura, cualquiera que sea su tamaño, forma, elevación o profundidad. El hormigón será elaborado en central e incluye el

vertido (cualquiera que sea el sistema), colocación, vibrado y curado, totalmente terminado según EC-2. El precio incluirá los Ensayos y Control de calidad de los materiales empleados y obra ejecutada, según la Norma correspondiente. Incluye también el sellado, nivelación, formación de pendientes y fratasado. La medición será teórica según los planos y se deducirán de ella cualquier clase de hueco.

$$276.85 \text{ m}^3 \times 75.17 \text{ €/m}^3 = 20810.81 \text{ €}$$

REDONDOS PARA ARMADURAS (ACERO CORRUGADO B-500-S):

Suministro y colocación de acero corrugado B-500s cortado, doblado y armado según planos y con la precisión necesaria, según EC-2. Solo se abonará la medición deducida de los planos, al peso teórico de cada calibre. No se abonarán excesos de laminación, separadores (plásticos o metálicos), alambre de atado, ataduras, despuntes, ni solapes no representados en los planos. El precio incluirá los Ensayos y Control de Calidad de los materiales.

$$24575.65 \text{ kg} \times 0,53 \text{ €/kg} = 13025 \text{ €}$$

ENCOFRADO EN LOSAS Y SOLERAS Y OTROS ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN:

Serán todos los realizados en cimientos de estructuras, cimientos de muros y soportes, soleras, losas, bancadas de equipos y pedestales no vistos. El precio será válido, tanto si se trata de encofrados metálicos, como de madera, fenólicos o cualquier otro tipo de material, así como cualquiera que sea el tamaño y forma de la superficie encofrada. Incluye los berenjenos de arista y todos los materiales de fijación, amarre, apuntalamiento, apeo, andamios o cimbras, etc, necesarios para su correcta y completa ejecución, según EC-2 y el aspecto final de los paramentos será de buena calidad. Se incluye en el precio el desencofrado, desapeo y retirada de materiales. Los hormigones en masa de limpieza, nivelación o relleno no originan medición de encofrado puesto que pueden realizarse en contacto con el terreno y no es necesario encofrarlos. La medición será teórica sobre plano.

$$401.75 \text{ m}^2 \times 7,53 \text{ €/m}^2 = 3020.65 \text{ €}$$

ESTRUCTURA METÁLICA (ACERO EN PERFILES):

Suministro y montaje de acero S-275 JR en estructura metálica (fija o desmontable), incluso p/p de uniones soldadas y atornilladas, pintura según las especificaciones del Proyecto, con todos los medios humanos y materiales necesarios para su completa y correcta ejecución. Medición teórica según planos.

$$112569 \text{ kg} \times 1,76 \text{ €/kg} = 198121.44 \text{ €}$$

9.3. Costes totales

Sumando los dos costes nos da un total de:

Costes de Ingeniería		48000 €
Costes de construcción	Hormigón para la cimentación	20810.81 €
	Acero para armaduras	13025 €
	Encofrado de las losas	3020.65 €
	Acero estructural	1 98121.44€
Costes totales		282977.9 €

CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS

10.1. Conclusiones

- Se ha puesto en práctica el uso de técnicas matriciales a través del Software STAAD.Pro para el cálculo por elementos finitos (con proporcionalidad tensiones, deformaciones etc.) para el cálculo de estructuras.
- En cuanto a la estructura, de las combinaciones estudiadas la más perjudicial esta siempre concomitante con la acción de sismo y viento que provocan los mayores desplazamientos horizontales.
- Atendiendo a los resultados y verificando las condiciones de ELU y ELS se comprueba que todos los ratios de las vigas eran menores que uno, y que los desplazamientos de la estructura no sobrepasaban los límites impuestos por la normativa.
- Se optó por un espesor de losa de 0.7 m y el mallado utilizado para modelar la cimentación del edificio fue la de placas cuadradas de 1 m de lado en la medida de lo posible, puesto que los pilares debían coincidir con nudos en la cimentación para que los esfuerzos se transmitieran de forma precisa.
- La división de la losa no solo supuso una facilidad para realizar el dimensionamiento si no que además te daba una idea más clara de la distribución de esfuerzos en la cimentación, para el armado de la misma.
- Al igual que en la estructura metálica la hipótesis simple de carga que más perjudica a la losa es el viento y el sismo.
- Gracias al código abierto de STAAD ha sido posible la implementación de una herramienta en Excel, pudiendo manipular los datos obtenidos de una forma mucho más cómoda a la hora de calcular el armado para la losa.

10.1.1. Conclusiones personales

- El trabajo en equipo ha sido muy importante en la formación puesto que se ha participado en la toma de decisiones y en la resolución de problemas, también aprendes a organizarte de mejor forma, mejorando así la calidad de tu trabajo.
- Es fundamental el estudio y control de las diferentes normativas vigentes en cada país, cabe destacar el aprendizaje en su uso y aplicación para cada proyecto.
- A nivel personal, se ha aprendido todos los requisitos necesarios para proyectar un edificio de una Central de Ciclo Combinado, así como los pasos necesarios para realizar satisfactoriamente un proyecto, desde la demanda inicial por parte del cliente hasta su dimensionamiento final, pasando por todos los pasos intermedios tales como forma de la estructura, dimensionamiento de perfiles y armados de cimentaciones.

10.2. Trabajos futuros

Podrían realizarse para obtener un trabajo más completo y completamente construible quedarían:

- El dimensionamiento de las placas y los pernos de anclaje que es la típica unión entre pilares y cimentación de hormigón.
- El cálculo de las uniones, debido a que esta estructura al ser de acero esta formada por piezas simples unidas entre si para resistir conjuntamente, se debe garantizar que las uniones son capaces de transmitir adecuadamente las fuerzas de enlace de una pieza a otra.
- El cálculo del cerramiento, en la construcción de naves industriales es habitual utilizar cerramientos constituidos por paneles sándwich debido a su ligereza y su gran rigidez. Su sujeción a la estructura metálica del edificio se realiza fijándolos a las correas de fachada por lo que todo esto requiere un estudio exhaustivo.
- Análisis $P - \delta$ más aproximado al comportamiento real de la estructura.

Bibliografía

- [1] Eurocódigo 0: Bases de cálculo de estructuras. Technical report, CEN, 1990.
- [2] Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Technical report, CEN, 1991.
- [3] Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Technical report, CEN, 1992.
- [4] Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Technical report, CEN, 1993.
- [5] Fontes renováveis originaram 43 % da electricidade consumida. *Diário Digital / Lusa*, apr 2008.
- [6] Miguel Barrientos. Index mundi. <http://www.indexmundi.com/g/r.aspx?v=81&l=es>.
- [7] Javier Gutierrez del Olmo. Design basic document. civil/structural/architectural systems. Technical report, Empresarios Agrupados, jul 2007.
- [8] Secretaría general técnica del ministerio de fomento. *Guía de aplicación de la instrucción de hormigón estructural. Edificación*, ministerio fomento edition, 2003.
- [9] Francisco Morán Cabré Pedro Jiménez Montoya, Álvaro García Meseguer. *Hormigón Armado*. 2001.
- [10] Portugal. RSA. *Regulamento de Segurança e Acções para estruturas de Edifícios e Pontes*, 1983.
- [11] Jose María Argüelles Bustillo; Jose Ramón Atienza Reales Ramón Argüelles Álvarez; Ramón Argüelles Bustillo; Francisco Arriaga Martitegui. *Estructuras de Acero. Cálculo*. Bellisco, 2 edition, 2005.
- [12] Jose María Argüelles Bustillo; Jose Ramón Atienza Reales Ramón Argüelles Álvarez; Ramón Argüelles Bustillo; Francisco Arriaga Martitegui. *Estructuras de Acero. Uniones y Sistemas Estructurales*. Bellisco, 2 edition, 2007.

- [13] Bentley Systems. *Getting Started and Tutorials*, 1 edition, feb 2008.

Glosario

CEN	Comité Europeo de Normalización, 5 , 37 , 51 , 68
CTCC	Central Térmica de Ciclo Combinado, 5 , 37 , 51 , 68 , 73
DBD	Design Basis Document, 5 , 37 , 51 , 68
EC-2	Eurocódigo 2, 5 , 37 , 51 , 68
EC-3	Eurocódigo 3, 5 , 37 , 51 , 68
ELS	Estados Límite de Servicio, 5 , 37 , 51 , 68
ELU	Estados Límite Últimos, 5 , 37 , 51 , 68
MW	MegaWattios, 5 , 37 , 51 , 68
RSA	Regulamento de Segurança e Acções para estruturas de Edifícios e pontes, 5 , 37 , 51 , 68

CÁLCULO DE LAS CARGAS DE VIENTO

Cálculo de las cargas de viento

EN este primer apéndice se va a desarrollar en mayor profundidad el cálculo de las acciones de viento según la normativa portuguesa [10].

Orografía del terreno - Artículo 20.º(RSA)

Para la cuantificación del viento, la RSA divide el país en dos áreas:

Zona A - La generalidad del territorio, con excepción de las áreas dentro de la zona B.

Zona B - Azores y Madeira y las regiones continentales situadas en la franja costera con un ancho de 5 km o alturas superiores a 600 m.

Aquellas zonas cuyas condiciones del terreno para determinar la exposición al viento sean muy desfavorables, como puede suceder en algunos valles y estuarios, deben ser considerados como pertenecientes a la zona B. El criterio en que se basa la división del territorio en dos tipos de áreas, se basa en los análisis de los registros meteorológicos, lo que permitió asignar a esas áreas para la misma probabilidad de ocurrencia, la intensidad del viento suficientemente diferenciados.

El emplazamiento de la central está ubicado en la franja costera como se dijo en el apartado 2.1.1, por tanto, correspondería a la zona B.

Rugosidad dinámica del suelo - Artículo 21.º (RSA)

Para tener en cuenta el cambio de viento con la altura sobre el suelo se consideran dos tipos de rugosidad aerodinámica de la tierra:

La rugosidad de tipo I - rugosidad que se asignarán a los sitios ubicados en las zonas urbanas donde los edificios dominan medianos y grandes;

La rugosidad de tipo II - rugosidad que se asignarán a otros lugares, todo en zonas rurales y las afueras de las zonas urbanas.

La variación de la velocidad del viento con la altura depende en gran medida de la rugosidad aerodinámica de los suelos, que se relaciona con el tamaño y la distribución de los obstáculos que afectan el flujo de aire alrededor de la estructura. La consideración de sólo dos tipos de rugosidad del suelo es un poco esquemática, sino que surge de la dificultad de caracterizar objetivamente la multiplicidad de situaciones que puedan ocurrir. Notese que la distribución del tipo de rugosidad del suelo en el que se asienta un edificio puede depender de la dirección del viento.

La central se encuentra emplazada en una zona no urbana, es por esto que se la rugosidad será del tipo II.

Cuantificación de acción del viento - Artículo 22.º (RSA)

La acción del viento resulta de la interacción entre el aire en movimiento y los edificios, se ejerce en forma de presiones aplicadas en su superficies. En particular, los valores característicos de la velocidad media del viento se definen y reducen en función de la altura sobre el suelo, y se dan indicaciones, mediante bibliografía especializada, considerando las características de la turbulencia del viento. El viento en general, puede considerarse que actúa en el plano horizontal, debiendo admitirse que puede tener cualquier dirección.

Efectos de la acción del viento - Artículo 23.º (RSA)

En los casos actuales, la determinación del esfuerzo debido al viento puede llevarse a cabo, en forma simplificada, suponiendo que aplican a las superficies de construcción las presiones estáticas obtenidas multiplicadas por la presión dinámica del viento, definido en el artículo 24.º, para adecuados coeficientes aerodinámicos - coeficientes de forma - se definen en el artículo 25º. Por lo tanto, para la determinación de esfuerzos, esto puede ser una definición estática de la acción del viento sobre el edificio. Cabe señalar, sin embargo, que este procedimiento simplificado no conduce a resultados satisfactorios para las estructuras con frecuencias naturales de vibración muy bajos (por debajo de los 0,5 Hz) o que sean susceptibles de inestabilidad aerodinámica o vibraciones significativas en el sentido transversal la acción del viento. *Como se verá en el artículo (A.25)*

Presión dinámica del viento - Artículo 24.º (RSA)

Los valores característicos de la presión dinámica del viento, ω_k , se muestran en la Figura A.1 para la zona A, en función de la altura h por encima del suelo y el

tipo de rugosidad. Por la zona B, los valores característicos de la presión dinámica a considerar debe ser obtenido de multiplicar por 1.2 las cifras para la zona A.

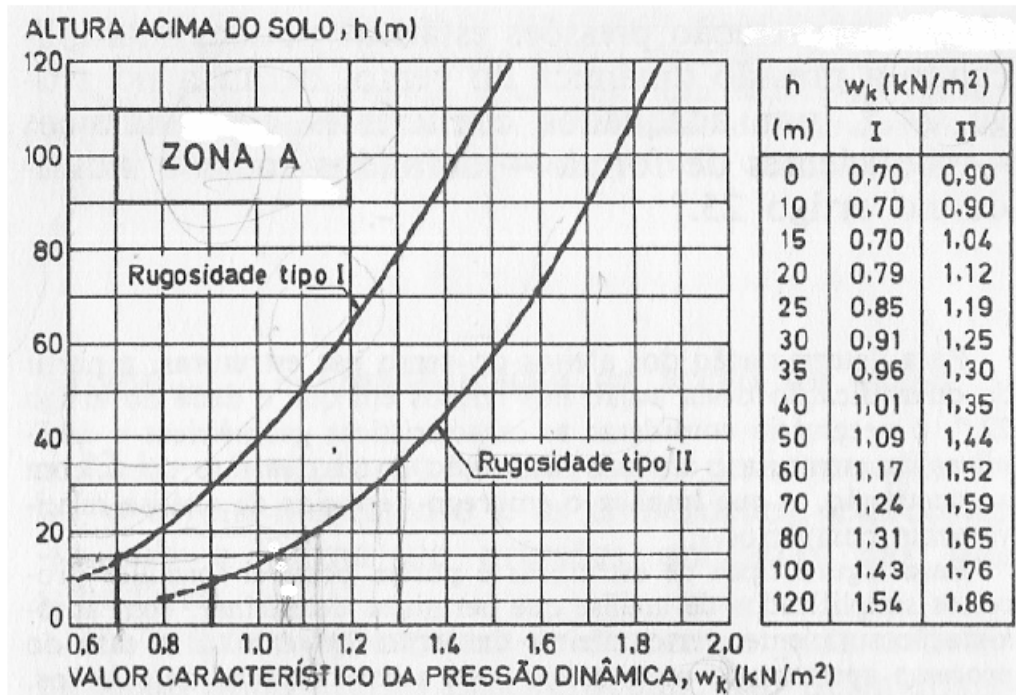


Figura A.1: Presión dinámica del viento (RSA).

En los casos en que la estructura asume una forma cilíndrica, será mejor multiplicar por 1.3 los coeficientes de presión dinámica de viento ω_k .

Los valores de la presión dinámica del viento, ω_k están relacionados con los valores de la velocidad v , según la siguiente expresión:

$$\omega_k = 0.613 \cdot v^2 \quad (\text{A.1})$$

Donde v es la velocidad en metros por segundo y la presión ω_k se expresa en Newton por metro cuadrado. Los valores característicos de la presión dinámica prevista para la zona A fueron obtenidos a partir de los valores característicos de la velocidad de ráfaga de viento, que se define como una función de altura sobre el suelo h , las expresiones:

- Rugosidad del suelo con el tipo I

$$v = 18 \cdot \left(\frac{h}{10}\right)^{0.28} + 14 \quad (\text{A.2})$$

- Rugosidad del suelo con el tipo II

$$v = 25 \cdot \left(\frac{h}{10}\right)^{0.20} + 14 \quad (\text{A.3})$$

donde h es la altura en metros y v es la velocidad en metros por segundo. En estas expresiones, la primera parte corresponde a la velocidad media del viento y la segunda parte tiene en cuenta las fluctuaciones en la velocidad como resultado de la turbulencia del flujo.

Tanto para la zona A como para la zona B, en las alturas por encima del suelo inferior a 10 m en el caso de terreno con una rugosidad de tipo I y para las alturas por encima del suelo e inferiores a 15 m en el caso de terreno con una rugosidad de tipo II se consideran constantes los valores de la presión dinámica. La razón de este procedimiento se debe a la imprecisión de la definición de las velocidades del viento en las inmediaciones del suelo, es decir, elevaciones del orden de magnitud de las alturas promedio de los obstáculos que caracterizan la rugosidad del terreno.

Obtenemos los coeficientes de presión dinámica mediante el uso de la gráfica A.1 o por las ecuaciones A.1 y A.3, obteniendo los siguientes resultados:

Altura	Presión dinámica del viento (ω_k)
metros	kN/m^2
0	1.12
1	1.12
2	1.12
3	1.12
4	1.12
5	1.12
6	1.12
7	1.12
8	1.12
9	1.12
10	1.12
12	1.17
14	1.22
16	1.26
18	1.30
20	1.34
24	1.41
28	1.47
32	1.53
40	1.62
50	1.73

Tabla A.1: Coeficientes dinámicos de presión del viento.

Como se vio en la descripción del edificio (apartado 3) existen tres alturas principales, los tramos de 9 y 14 m y por otro lado la escalera de acceso a 24 m de altura. Por lo tanto los valores que se necesitan son:

- $\omega_{k|h=9m} = 1.12kN/m^2$
- $\omega_{k|h=14m} = 1.22kN/m^2$
- $\omega_{k|h=24m} = 1.41kN/m^2$

Coeficientes de forma - Artículo 25.º (RSA)

Los coeficientes de forma a utilizar para la determinación de la acción del viento se presentan en el anexo 1 de la RSA para los casos más comunes en la práctica.

Para determinar la acción del viento sobre una estructura, de acuerdo con los criterios del artículo A23º, es necesario conocer, por un lado la presión dinámica del viento, ω , y por otro los coeficientes de forma relativos a la estructura a estudio.

Los coeficientes de forma se consideran de dos tipos: coeficientes de presión y coeficientes de fuerza.

Los coeficientes de presión, δ_p , son definidos para una superficie particular de la estructura (o para una zona localizada) y permiten determinar las presiones, p (perpendiculares a las superficies), por la expresión:

$$p = \delta_p \cdot w \quad (\text{A.4})$$

Los coeficientes de fuerza, δ_f , son definidos de modo que se puede determinar directamente la resultante F de las presiones de viento sobre la estructura (o sobre un elemento) por la expresión:

$$p = \delta_f \cdot w \cdot A \quad (\text{A.5})$$

donde el parámetro A es el área de referencia, relacionada con la superficie expuesta, adecuadamente definida en cada caso.

Dadas las dimensiones del edificio, la forma más precisa de calcular los coeficientes de forma será mediante el uso de los coeficientes de fuerza, como la estructura se encuentra panelada en las direcciones longitudinales, necesitaremos calcular los coeficientes en el gráfico A.3, mientras que las secciones transversales se encuentran los perfiles expuestos directamente a la acción del viento, por ello se usarán los coeficientes de fuerza que aparecen en el gráfico A.4.

viento en dirección X $\frac{d}{a} \leq 1/4$ atendiendo a la esbelteza se observan los coeficientes de fuerza obtenidos.

Quadro 1-1
Coeficientes de pressão δ_{pe} para paredes

Relações geométricas do edifício (*)		Planta	Direcção do vento α (graus)	Acções globais sobre as superfícies				Acções locais na faixa referenciada na figura
$\frac{h}{b}$	$\frac{a}{b}$			A	B	C	D	
$\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,7	-0,2	-0,5	-0,5	-0,8
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,2	
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,25	-0,6	-0,6	-1,0
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,1	
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,7	-0,25	-0,6	-0,6	-1,1
			90	-0,6	-0,6	+0,7	-0,25	
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,3	-0,7	-0,7	-1,1
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,1	
$\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,8	-0,25	-0,8	-0,8	-1,2
			90	-0,8	-0,8	+0,8	-0,25	
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,4	-0,7	-0,7	-1,2
			90	-0,5	-0,5	+0,8	-0,1	

(*) h representa a altura do edifício, a e b representam, respectivamente, a maior e a menor dimensão em planta













Figura A.2: Coeficientes de presión (RSA).

- $h/d|_{h=9m} = 1.8 \rightarrow \delta_f = 1.3$
- $h/d|_{h=14m} = 2.8 \rightarrow \delta_f = 1.4$
- $h/d|_{h=24m} = 4.8 \rightarrow \delta_f = 1.4$

viento en dirección Z $\frac{d}{a} \geq 4$ atendiendo a la esbelteza se observan los coeficientes de fuerza obtenidos.

- $h/d|_{h=9m} \leq 1 \rightarrow \delta_f = 0.7$
- $h/d|_{h=14m} \leq 1 \rightarrow \delta_f = 0.7$
- $h/d|_{h=24m} \leq 1 \rightarrow \delta_f = 0.7$

Quadro 1-XIII
 Coeficientes de força para construções fechadas
 de forma cilíndrica ou prismática

Forma da secção	$d \sqrt{w}^{(a)}$	Esbelteza h/d					
		≤ 1	2	5	10	20	∞
 circular superfície lisa	< 0.15	0.7	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2
	≥ 0.15	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6
 circular superfície rugosa	qualquer	0.7	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2
 dodecagonal	< 0.3	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.3
	≥ 0.3	0.7	0.7	0.7	0.8	0.9	1.1
 octogonal	qualquer	1.0	1.1	1.2	1.2	1.3	1.4
 quadrada	qualquer	1.2	1.3	1.4	1.6	1.8	2.0
 quadrada	qualquer	1.0	1.0	1.1	1.3	1.4	1.6
 rectangular $d/a = 1/2$	qualquer	0.8	0.9	1.1	1.2	1.3	1.5
 rectangular $d/a = 2$	qualquer	1.3	1.4	1.5	1.7	1.9	2.1
 $d/a = 1/2$ $r = d/2$	< 0.08	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.4
	≥ 0.08	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.3
 $d/a = 2$ $r = a/2$	< 0.15	0.8	0.8	0.9	1.0	1.2	1.6
	≥ 0.15	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6
 rectangular $d/a \leq 1/4$	qualquer	0.7	0.7	0.8	0.8	0.9	1.2
 rectangular $d/a \geq 4$	qualquer	1.2	1.3	1.4	1.6	1.8	2.0

(a) d expresso em metros e w em quiloneutons por metro quadrado

Figura A.3: Coeficientes de fuerza en construcciones cerradas de forma cilíndrica o prismática (RSA).

Quadro I-XV

Coeficientes de força para perfis de secção angular e comprimento infinito

α	δ_{fx}	δ_{fy}	δ_{fx}	δ_{fy}	δ_{fx}	δ_{fy}	δ_{fx}	δ_{fy}	δ_{fx}	δ_{fy}
0°	+1.9	+0.95	+1.8	+1.8	+1.75	+0.1	+1.6	0	+2.0	0
45°	+1.8	+0.8	+2.1	+1.8	+0.85	+0.85	+1.5	-0.1	+1.2	+0.9
90°	+2.0	+1.7	-1.9	-1.0	+0.1	+1.75	-0.95	+0.7	-1.6	+2.15
135°	-1.8	-0.1	-2.0	+0.3	-0.75	+0.75	-0.5	+1.05	-1.1	+2.4
180°	-2.0	+0.1	-1.4	-1.4	-1.75	-0.1	-1.5	0	-1.7	+2.1

α	δ_{fx}	δ_{fy}	δ_{fx}	δ_{fy}	δ_{fx}	δ_{fy}	δ_{fx}	δ_{fy}	δ_{fx}	δ_{fy}
0°	+1.4	0	+2.05	0	+1.6	0	+2.0	0	+2.1	0
45°	+1.2	+1.6	+1.95	+0.6	+1.5	+1.5	+1.8	+0.1	+1.4	+0.7
90°	0	+2.2	+0.5	+0.9	+0	+1.9	0	+0.1	+0.75	0

Figura A.4: Coeficientes de fuerza para perfiles (RSA).

COMPROBACIONES ELU EN EC-3

Clases de secciones

Para hacer referencia al cálculo de secciones en Eurocódigo, necesariamente se tienen que mencionar su clasificación. Para ello se seleccionan cuatro clases de sección en torno a las cuales se estructuran y delimitan diferentes niveles de análisis de esfuerzos y de capacidades resistentes [4].

La idea que persigue esta clasificación es predecir qué tipo de agotamiento puede presentarse, ya que problemas de inestabilidad local o abolladura en chapas en sollicitaciones flexión-compresión pueden producir agotamiento prematuro de las secciones sin llegar a su capacidad resistente.

A continuación se definen las cuatro clases de secciones:

- Clase 1 (plástica)

Corresponde a secciones en las que se puede formar una rótula plástica con la capacidad requerida para permitir la redistribución de esfuerzos que se obtiene con el cálculo rígido-plástico. En la siguiente figura se esquematiza, para una viga continua de dos vanos desiguales el diagrama de momentos flectores que se presenta al formarse un mecanismo de rutina y la ley de distribución de tensiones normales asociada a las dos secciones en las que se han formado rótulas plásticas (sección de apoyo y una sección intermedia del vano mayor).

- Clase 2 (compacta)

Corresponde a secciones capaces de desarrollar el momento plástico pero con una capacidad de giro limitada por problemas de inestabilidad local de modo que sólo se admiten leyes de esfuerzos obtenidas de un análisis elástico. En la figura se representa el diagrama de momentos flectores de la misma viga continua de dos vanos. Su valor máximo se sitúa en el apoyo y puede ser igual al momento plástico, M_{pl} . Los momentos máximos de los vanos quedan por debajo del M_{pl} ya que no se ha podido desarrollar el comportamiento recogido por el cálculo rígido-plástico.

■ Clase 3 (semicompacta)

En esta clase de sección la fibra externa más comprimida puede alcanzar el límite elástico (f_y), pero la inestabilidad de las zonas comprimidas impide la redistribución de las tensiones para la obtención de una resistencia plástica. La figura representa la ley de momentos de la misma viga que en el apoyo alcanza como máximo el valor M_{el} , momento correspondiente a la tensión f_y en la fibra más comprimida, inferior lógicamente a M_{pl} . Por tanto el momento de agotamiento es M_{el} .

■ Clase 4 (esbelta)

Sección formada por una o más chapas de proporciones esbeltas en la cuales, fenómenos de inestabilidad local impiden que se alcance en la fibra más comprimida el límite elástico f_y . Si esta clasificación corresponde a una flexión simple, al no alcanzarse el límite elástico en la fibra más comprimida, no se llega a desarrollar el momento elástico M_{el} (ver figura B.1). El momento de agotamiento $M_{c,Rd}$, se obtiene con un análisis elástico de la sección pero prescindiendo de partes de la sección, es decir utilizando anchuras eficaces, b_{eff} , en vez de las reales en base a un comportamiento post-crítico de las zonas comprimidas abolladas.

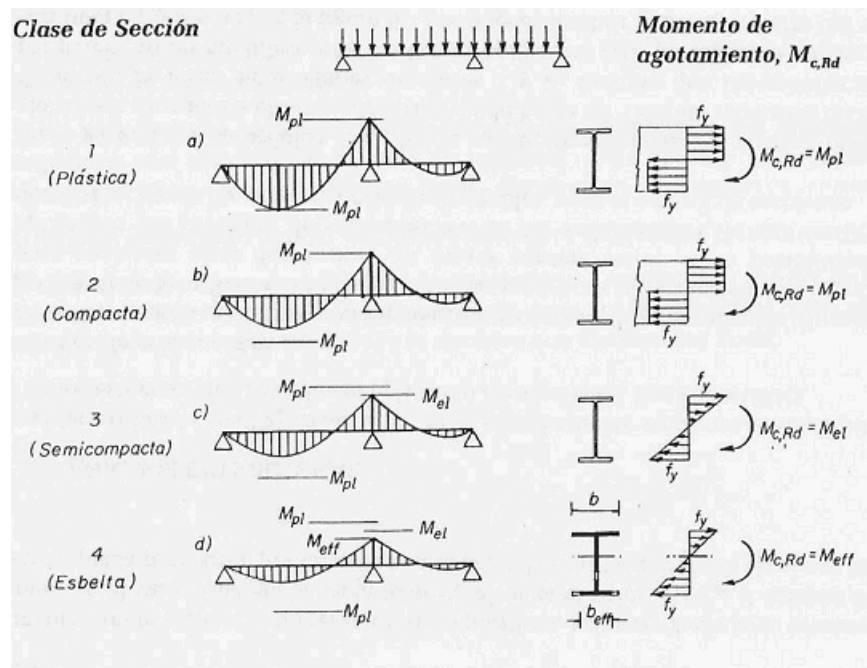


Figura B.1: Clases de secciones y su comportamiento.

De la importancia que tiene la clasificación de secciones se da idea en la misma viga continua representada en la figura siguiente (fig. B.2), con un diagrama

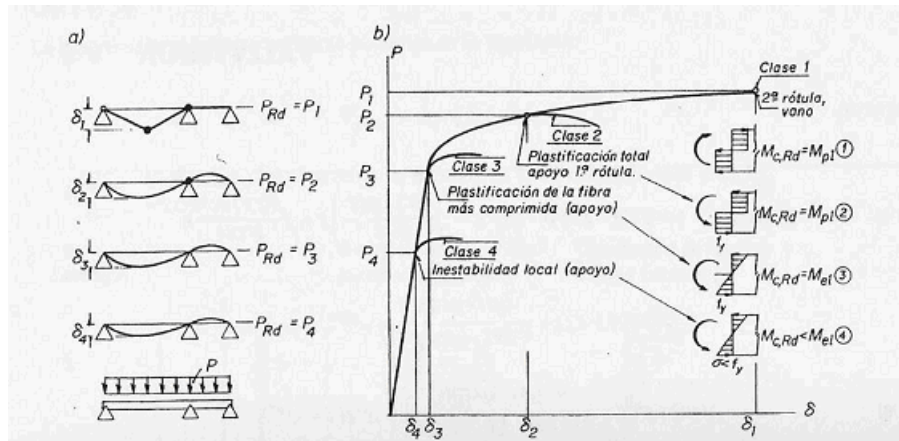


Figura B.2: Diagramas cargas-desplazamientos según la clase de sección.

cargas-desplazamientos $P-\delta$ viendo las curvas diferentes que adopta en cada clase de sección.

En la siguiente figura (fig. B.3) se muestra el modelo de tabla que se utiliza para determinar la clase de cada tipo de sección. Como se puede ver, depende de factores geométricos (d , t_w) y también del tipo de acero para el cálculo de ϵ . Existen otras tres láminas de esta misma tabla donde se pueden establecer la clase de varias tipologías de secciones distintas.

En la siguiente figura B.4 se ven los ejes que a partir de ahora se utilizarán para todas las comprobaciones referentes a secciones de acero.

Esfuerzo axil de tracción

En las piezas solicitadas por esfuerzo axil de tracción, el valor de cálculo del esfuerzo axil de tracción N_{Sd} en cada sección deberá cumplir la condición:

$$N_{Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (\text{B.1})$$

donde: $N_{t,Rd}$: es la resistencia a tracción de cálculo de la sección, calculada como:

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{B.2})$$

Tabla S.3.1
Relaciones anchura-espesor en piezas comprimidas
(lámina 1)

a) Almas: (elementos internos perpendiculares al eje de flexión)

$d = h - 3t \text{ [} t = t_f = t_w \text{]}$

Clase	Alma flectada	Alma comprimida	Alma sometida a flexión compuesta	
Distribución de tensiones (compresión positiva)				
1	$d/t_f \leq 72\epsilon$	$d/t_w \leq 33\epsilon$	en donde $\alpha > 0,5$: $d/t_f \leq 396\epsilon / (13\alpha - 1)$ en donde $\alpha < 0,5$: $d/t_f \leq 36\epsilon / \alpha$	
2	$d/t_f \leq 83\epsilon$	$d/t_w \leq 38\epsilon$	en donde $\alpha > 0,5$: $d/t_f \leq 456\epsilon / (13\alpha - 1)$ en donde $\alpha < 0,5$: $d/t_f \leq 41,5\epsilon / \alpha$	
Distribución de tensiones (compresión negativa)				
3	$d/t_f \leq 124\epsilon$	$d/t_w \leq 42\epsilon$	en donde $\Psi > -1$: $d/t_f \leq 42\epsilon / (0,67 + 0,33\Psi)$ en donde $\Psi \leq -1$: $d/t_f \leq 62\epsilon (1 - \Psi) \sqrt{(-\Psi)}$	
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	t_f	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

Figura B.3: Clases de secciones según EC-3.

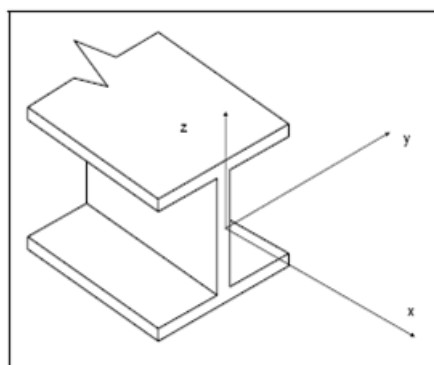


Figura B.4: Ejes de secciones.

Esfuerzo axial de compresión

En piezas solicitadas por esfuerzo axial de compresión, el valor de cálculo del esfuerzo de compresión N_{Sd} deberá cumplir la condición:

$$N_{Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (B.3)$$

donde: $N_{c,Rd}$: es la resistencia a compresión de cálculo de la sección y se determina de la siguiente forma:

Secciones clases 1, 2 o 3:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{B.4})$$

Secciones de clase 4:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{B.5})$$

Momento flector

En ausencia de esfuerzo cortante, el valor de cálculo del momento flector M_{Sd} en cada sección, deberá cumplir con la condición:

$$M_{Sd} \leq M_{c,Rd} \quad (\text{B.6})$$

donde:

$M_{c,Rd}$: es la resistencia de cálculo a flexión de la sección, tomada como:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{B.7})$$

para secciones clase 1, 2 o 3

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{B.8})$$

que es el momento de la resistencia a abolladura de la sección bruta para secciones de clase 4.

Esfuerzo cortante

El valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{Sd} en cada sección deberá cumplir la condición:

$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd} \quad (\text{B.9})$$

donde:

$V_{pl,Rd}$: es el valor de cálculo de la resistencia plástica a esfuerzo cortante dado por:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} \quad (B.10)$$

El área A_v (área eficaz para cortante) es:

Para secciones en ele: $A_v = h_w \cdot t_w$

Si las cargas son paralelas al eje z pueden adoptarse los valores siguientes:

- En perfiles laminados en I o en H $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$
- En perfiles laminados en [$A_v = A - 2bt_f + (t_w + r) \cdot t_f$
- En secciones armadas en I, H y cajón $A_v = \Sigma(h_w \cot t_w)$
- En secciones huecas rectangulares $A_v = \frac{A \cdot h}{(b + h)}$

donde:

A : es el área total de la sección

h : es el canto total de la sección

b : es el ancho de la sección

t_f : es el espesor del ala

h_w : altura del alma

t_w : es el espesor del alma

r : es el radio de transición

f_y : es el límite elástico del acero

γ_{M0} : es el coeficiente parcial de la resistencia del material

Momento flector y esfuerzo cortante

Al presentarse una interacción entre ambos esfuerzos se produce, si la influencia del cortante es importante, una reducción del momento último, $M_{c,Rd}$. El diagrama de interacción para las secciones en I o H plástica s-y compactas se representa en la siguiente figura (fig. B.5).

Si el esfuerzo cortante de cálculo no supera el 50 % del esfuerzo cortante de agotamiento $V_{pl,Rd}$, no se reducirán los momentos especificados en el capítulo de flexión simple.

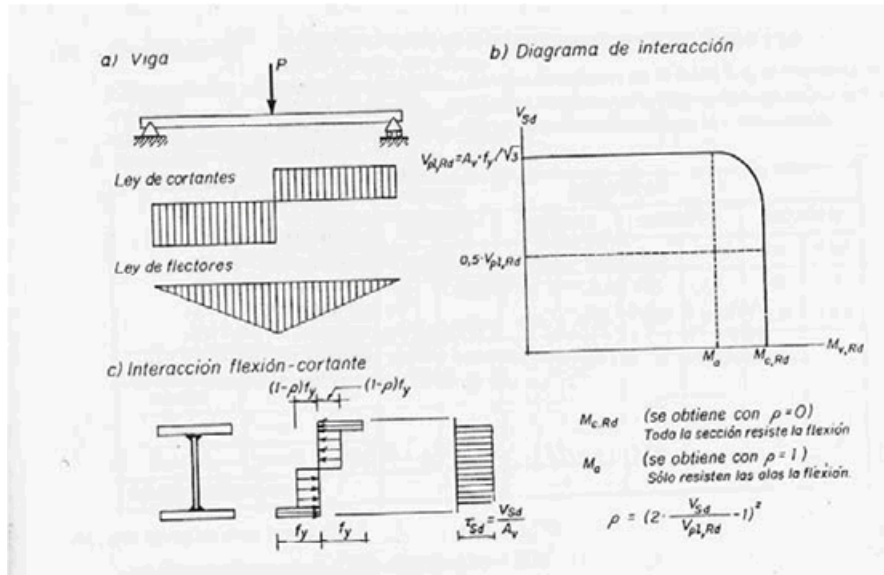


Figura B.5: Diagrama de interacción momento cortante.

Sin embargo, si V_{Sd} supera el 50 % de $V_{pl,Rd}$ el momento de agotamiento a flexión y cortante combinados $M_{V,Rd}$ se obtiene para secciones simétricas de la manera siguiente:

$$M_{V,Rd} = f_y \cdot \frac{W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w}}{\gamma_{M0}} \quad (B.11)$$

donde:

$$\rho = (2 \cdot V_{Sd}/V_{pl,Rd} - 1)^2 \quad (B.12)$$

Flexión compuesta esviada

Las comprobaciones que hay que realizar dependen, como en la mayoría de los casos de si las secciones sufren o no abolladura.

Para secciones de clase 1, 2 o 3:

$$\frac{N_{Sd}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Sd}}{W_{el,y} \cdot f_{yd}} + \frac{M_{z,Sd}}{W_{el,z} \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad (B.13)$$

Para secciones de clase 4:

$$\frac{N_{Sd}}{A_{eff} \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Sd} + N_{Sd} \cdot e_{Ny}}{W_{eff} \cdot f_{yd}} + \frac{M_{z,Sd} + N_{Sd} \cdot e_{Nz}}{W_{eff} \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad (B.14)$$

donde:

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (B.15)$$

$W_{el,y}$: módulo resistente elástico respecto al eje y-y

$W_{el,z}$: módulo resistente elástico respecto al eje z-z

A_{eff} : área de la sección eficaz

$W_{eff,y}$: módulo resistente elástico de la sección eficaz respecto al eje y-y

$W_{eff,z}$: módulo resistente elástico de la sección eficaz respecto al eje z-z

e_{Ny} : desplazamiento en dirección y del centro de gravedad de la sección debido a la pérdida de sección eficaz

e_{Nz} : es el desplazamiento en dirección z del centro de gravedad de la sección debido a la pérdida de sección eficaz

Resistencia al pandeo

El fenómeno de la inestabilidad por pandeo se inicia con los estudios de Euler y con la definición de la carga crítica, que es la carga a partir de la cual una barra con su eje matemáticamente recto, el esfuerzo axial actuando exactamente a lo largo de su eje, E constante, momento de inercia igual en cualquier eje, exenta de tensiones residuales, etc adopta una posición deformada definida por una senoide.

$$N_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l^2} \quad (B.16)$$

A partir de esta idea de que existe un fenómeno de inestabilidad por el que las barras pueden sufrir colapso con tensiones menores que la tensión de rotura del material o incluso que el límite elástico, se desarrolla una formulación más extensa que es en la que se basan las distintas normativas para calcular la resistencia al pandeo de piezas.

Según el EC-3, la resistencia de cálculo a pandeo de una pieza comprimida es:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad (B.17)$$

Coeficientes de imperfección				
Curva de pandeo	a	b	c	d
Coeficiente de imperfección α	0.21	0.34	0.49	0.76

Tabla B.1: Coeficientes de imperfección.

donde:

$\beta_A = 1$ para secciones de las clases 1, 2 ó 3

$\beta_A = A_{eff}/A$ para secciones de clase 4

χ es el coeficiente de reducción del modo de pandeo a considerar

En piezas de sección transversal constante, sometidas a un esfuerzo axial de compresión constante, se puede determinar el valor de este coeficiente de reducción en función de la esbeltez adimensional λ correspondiente:

$$\chi = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \lambda^2)^{1/2}} \text{ y } \chi \leq 1 \quad (\text{B.18})$$

$$\phi = 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2) \quad (\text{B.19})$$

A es el coeficiente de imperfección, que depende de la curva de pandeo como se ve en la tabla B.1:

$$\lambda = \left[\frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{N_{cr}} \right]^{1/2} = (\lambda/\lambda_1) \cdot \beta_A^{1/2} \quad (\text{B.20})$$

donde:

λ : es la esbeltez correspondiente al modo de pandeo considerado

$$\lambda_1 = \pi \cdot [E/f_y]^{1/2} = 93.9\epsilon$$

$$\epsilon = [235 \cdot f_y]^{1/2} \text{ con } f_y \text{ en } N/mm^2$$

N_{cr} es el esfuerzo axial crítico elástico para el modo de pandeo considerado

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_k^2} \quad (\text{B.21})$$

l_k es la longitud de pandeo.

Dependiendo de las condiciones de apoyo que tenga la barra considerada, la longitud de pandeo variará como se puede ver en la siguiente figura B.6:

La longitud de pandeo se calcula como $l_k = \cdot l$

donde:

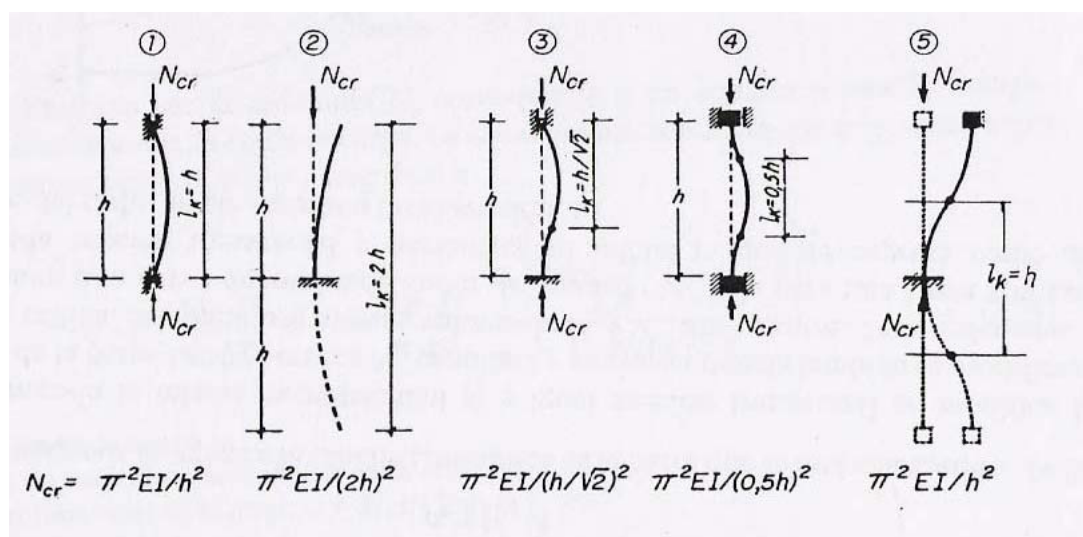


Figura B.6: Longitudes de pandeo.

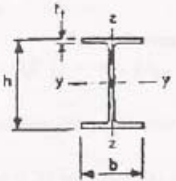
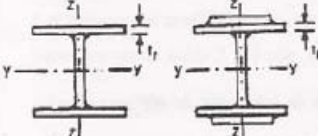

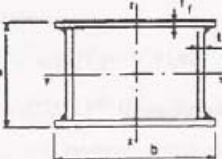

β es un factor que depende de las condiciones de restricción de los extremos de la barra. Puesto que las clases de enlace o longitudes de arriostramiento pueden diferir según los planos principales de la sección existen, en general, dos coeficientes β_y y β_z asociados a las dos esbelteces λ_y y λ_z .

Para determinar la curva de pandeo de cada perfil y en cada eje, hay que utilizar la siguiente tabla B.7 (tabla 5.5.3 del EC-3):

Pandeo lateral en vigas

Cuando una viga está sometida a una flexión, esta queda sometida a una distribución triangular de tensiones, con la parte superior comprimida y la inferior traccionada. Esta compresión en la parte superior puede llegar a provocar, cuando el momento flector alcanza un valor determinado M_{cr} , un fenómeno de inestabilidad denominado vuelco o pandeo lateral que consiste en que las diferentes secciones de la viga sufren, además de los desplazamientos verticales v debidos a la flexión, deformaciones transversales u acompañadas de giros torsores w , como se puede ver en la figura B.8 :

EL Eurocódigo aborda el tema del pandeo lateral de vigas poniendo que en las barras flectadas existe una deformación latente en la que están presentes desplazamientos transversales y giros. Considera, además, la plastificación de las fibras, debida, bien a la propia flexión, bien al efecto de las tensiones residuales de laminación o soldadura. Plantea las ecuaciones de equilibrio en la geometría deformada de la barra flectada con preflecha lateral, llegando al planteamiento de una ecuación diferencial no homogénea. Estos estudios teóricos se complementan

Tabla 5.5.3 Curva de pandeo para distintas secciones			
Tipo de sección	Límites	Pandeo sobre el eje	Curva de pandeo
Secciones en I laminadas 	$h/b > 1,2$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h/b \leq 1,2$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Secciones en I soldadas 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Secciones huecas 	laminada en caliente	cualquiera	a
	conformada en frío - utilizando f_{yb} ^{a)}	cualquiera	b
	conformada en frío - utilizando f_{yk} ^{b)}	cualquiera	c
Secciones cajón soldadas 	en general	cualquiera	b
	soldaduras gruesas y $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	y - y z - z	c c
Secciones en U, L, T y secciones macizas 		cualquiera	c

*) Véase el apartado 5.5.1.4 (4) y la figura 5.5.2.

Figura B.7: Curvas de pandeo.

con resultados experimentales.

Los resultados experimentales se representan en función de la denominada esbeltez reducida de la barra λ_{LT} .

Desde un punto de vista teórico se podrá representar un domino seguro en el cual se garantiza la no existencia del vuelco lateral, pero tal y como ocurre en el caso del pandeo de Euler, las aproximaciones teóricas que no incluyen el efecto de las imperfecciones iniciales y de las tensiones residuales, se sitúan en un límite

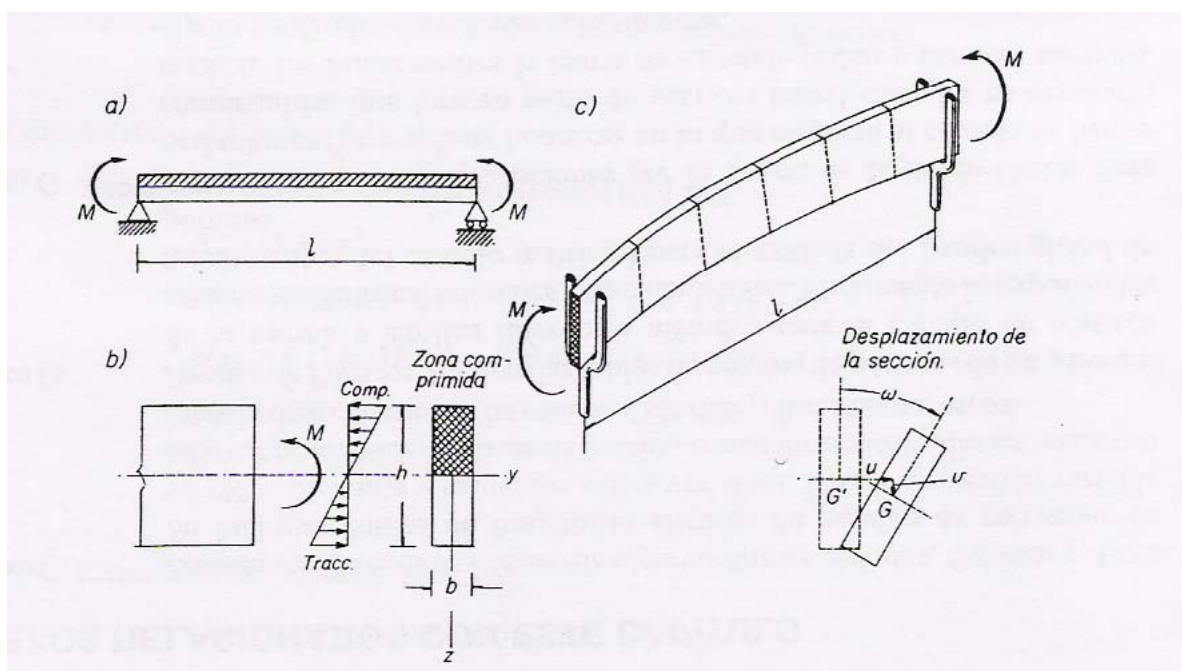


Figura B.8: Pandeo lateral.

superior de los resultados experimentales, como se puede ver en la siguiente figura B.9:

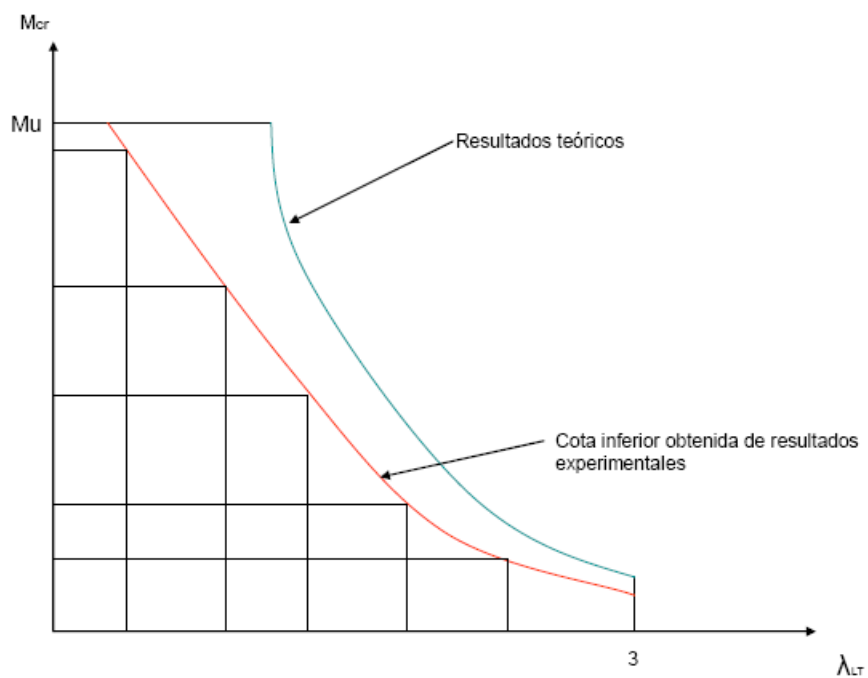


Figura B.9: Pandeo de Euler.

La resistencia de cálculo al pandeo lateral de una viga no arriostrada lateralmente será:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad (B.22)$$

donde:

$\beta_w = 1$ en secciones clases 1 y 2

$\beta_w = W_{el,y} / W_{pl,y}$ en secciones clases 3

$\beta_w = W_{eff,y} / W_{pff,y}$ en secciones clases 4

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{1/2}} \text{ si } \chi_{LT} \leq 1 \quad (B.23)$$

siendo:

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2) \quad (B.24)$$

Los valores del coeficiente de imperfección α_{LT} serán:

$\alpha_{LT} = 0.21$ para perfiles laminado

$\alpha_{LT} = 0.49$ para secciones armadas

Los valores del coeficiente de reducción en función de la esbeltez reducida correspondiente, pueden obtenerse de la siguiente tabla, sin más que hacer $\lambda = \lambda_{LT}$ y $\chi_{LT} = \chi$ ya que estas tablas sirven igualmente para pandeo. Asimismo, hay que realizarlo para perfiles laminados, la curva a ($\alpha_{LT} = 0.21$) y para secciones armadas, la curva c ($\alpha_{LT} = 0.49$):

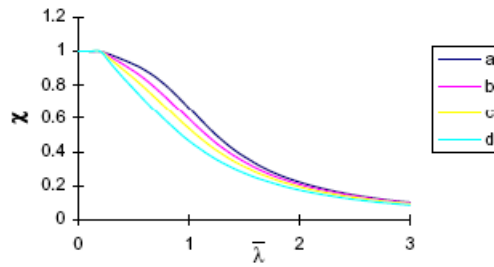


Figura B.10: Coeficientes de reducción frente esbeltez.

$$\lambda_{LT} = [\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}]^{1/2} = [\lambda_{LT} / \lambda_1] \cdot [\beta_w]^{1/2} \quad (B.25)$$

donde:

$$\lambda_1 = 93.9\epsilon \quad (B.26)$$

M_{cr} : es el momento crítico elástico de pandeo lateral

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l^2} \cdot \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{l^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right]^{1/2} \quad (\text{B.27})$$

siendo: I_t : módulo de torsión

I_w : módulo de alabeo

I_z : momento de inercia de la sección respecto al eje menor y

l : longitud de la viga entre puntos que tengan coacción lateral

Cuando la esbeltez reducida sea menor e igual que 0.4 no será necesario considerar el pandeo lateral.

Elementos comprimidos y flectados

Las piezas con secciones de clase 3 solicitadas a un momento flector y un esfuerzo axil, tendrán que cumplir la condición:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{el,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{el,z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (\text{B.28})$$

donde:

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \text{ con } k_y \leq 1.5 \quad (\text{B.29})$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \text{ con } k_z \leq 1.5 \quad (\text{B.30})$$

$$\mu_y = \lambda_y \cdot (2\beta_{My} - 4) \text{ con } \mu_y \leq 0.9 \quad (\text{B.31})$$

$$\mu_z = \lambda_z \cdot (2\beta_{Mz} - 4) \text{ con } \mu_z \leq 0.9 \quad (\text{B.32})$$

χ_{min} será el menor de χ_y y χ_z

β_{My} y β_{Mz} son coeficientes relativos al momento equivalente correspondiente por flexión. Se obtiene de la siguiente figura B.11 según la forma del diagrama de momentos flectores entre puntos arriostrados.

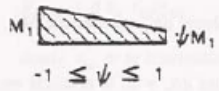
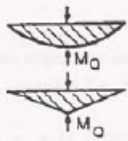
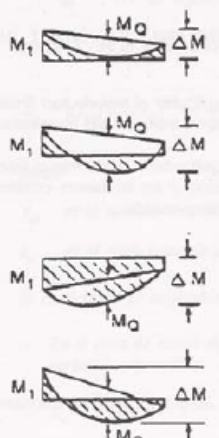
Diagrama de momentos	Coefficiente del momento equivalente β_M
<p>Momentos en los extremos</p>  <p>M_1 ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$</p>	<p>$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \psi$</p>
<p>Momentos debidos a cargas transversales</p>  <p>M_Q M_Q</p>	<p>$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$</p>
<p>Momentos debidos a cargas transversales y momentos en los extremos</p>  <p>M_1 M_Q ΔM M_1 M_Q ΔM M_1 M_Q ΔM M_1 M_Q ΔM</p>	<p>$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$</p> <p>$M_Q = \max M$ debido únicamente a una carga lateral</p> <p>$\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{para diagramas de momentos sin cambios de signo} \\ \max M + \min M & \text{cuando el signo del diagrama de momentos cambia} \end{cases}$</p>

Figura B.11: Coeficientes del momento equivalente.

Las piezas con secciones de la clase 4 solicitadas a un momento flector y a un esfuerzo axial, cumplirán la condición:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \cdot (M_{y,Sd} + N_{Sd} \cdot e_{Ny})}{W_{eff,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z \cdot (M_{z,Sd} + N_{Sd} \cdot e_{Nz})}{W_{eff,z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (B.33)$$

Donde todos los términos han sido definidos anteriormente, y los añadidos específicamente por tratarse de secciones de clase 4 como A_{eff} , W_{eff} , e_N , fueron definidos en un apartado anterior de este capítulo.

Resistencia a la abolladura

Los perfiles laminados tienen en general esbelteces de almas y alas inferiores a las de las piezas armadas, cuyas secciones están formadas por elementos planos soldados. En éstas, las esbelteces alcanzan valores mucho más elevados para aprovechar las propiedades del acero. Los problemas de estabilidad en chapas, consecuencia de esbelteces de alas y alma elevadas, afectan dentro de la construcción metálica a los siguientes elementos:

- Perfiles huecos conformados en frío
- Chapas plegadas
- Perfiles laminados solicitados predominantemente a compresión
- Almas de piezas sometidas a flexocompresión y/o cortadura
- Alas de piezas armadas, en doble T o en cajón, sometidas a compresión como consecuencia de la flexión o de la flexión combinada

La pérdida de estabilidad de los elementos que componen el perfil hace que parte de su superficie se deforme, en ciertas zonas, normalmente en su plano medio, lo que reduce su capacidad resistente. A la deformación provocada por esta clase de inestabilidad, referida al alma del perfil, se la denomina abolladura.

Si se analiza el comportamiento de una placa con dos bordes libres, con una imperfección inicial w_o en dirección normal a su planos, solicitada por una carga axial N , repartida uniformemente como se indica en la figura siguiente B.12 y se representa el diagrama cargas/desplazamientos, éste es similar al de pandeo de una viga combada inicialmente.

Como diferencia, se menciona un incremento menor de las flechas debido a la rigidez que proporciona la placa en sentido transversal.

Si los dos bordes laterales tiene impedidos los desplazamientos, la tensión crítica aumenta considerablemente debido al efecto favorable que provocan las vigas imaginarias formadas por sucesivas bandas transversales de placa, al coaccionar el movimiento transversal de las bandas longitudinales, EL comportamiento de estas bandas longitudinales podría ser similar al de la viga representada en la figura siguiente B.13, con una tensión crítica mayor que la correspondiente a una columna de dimensiones $b \times t$ y longitud a .

Además, este tipo de inestabilidad no significa el agotamiento de la placa que puede admitir más carga, ya que por estar inmovilizadas, las bandas extremas laterales no pueden pandear, aunque lo hagan las centrales. Se puede dibuja un gráfico con la capacidad de carga de cada banda. En las bandas extremas de la sección se alcanzaría la capacidad plástica (f_y). La curva carga/desplazamiento es

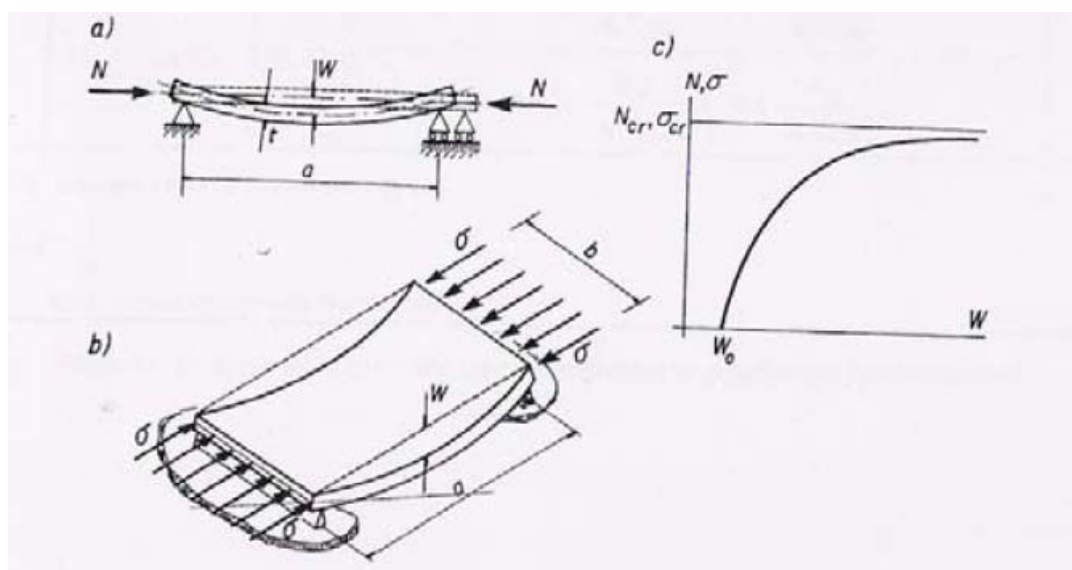


Figura B.12: Flechas frente a rigidez transversal.

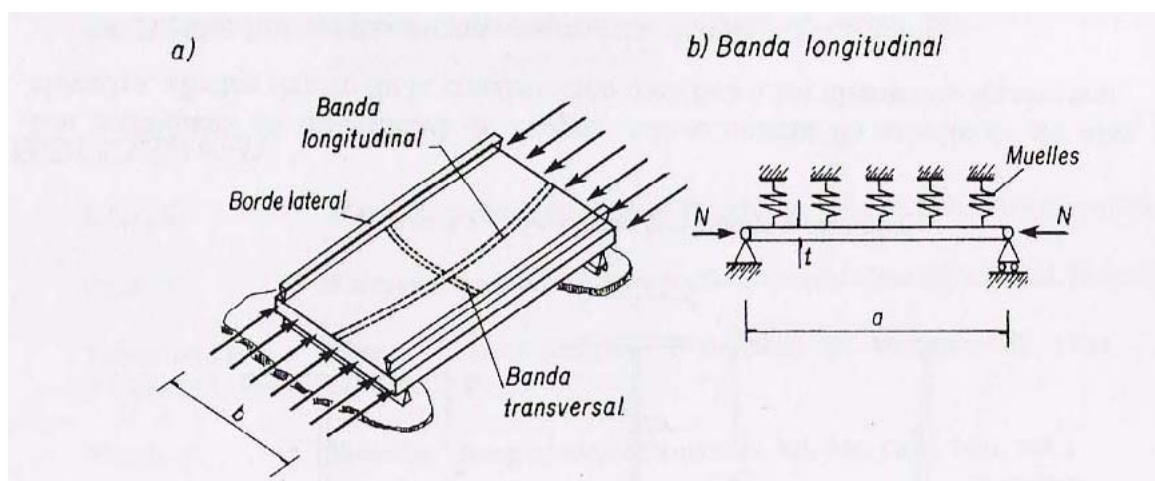


Figura B.13: Bandas longitudinales.

claramente diferente a la de pandeo o a la representada anteriormente con la placa con dos bordes libres.

En la práctica, en lugar de trabajar con la distribución real de tensiones, se define una sección birrectangular equivalente de igual superficie, en la que se supone que sólo actúa una banda eficaz, de anchura b_{eff} .

Tanto Von Karman como Winter, obtuvieron fórmulas para calcular la anchura eficaz, pero son las de este segundo las que se utilizan para la comprobación de secciones en el EC-3.

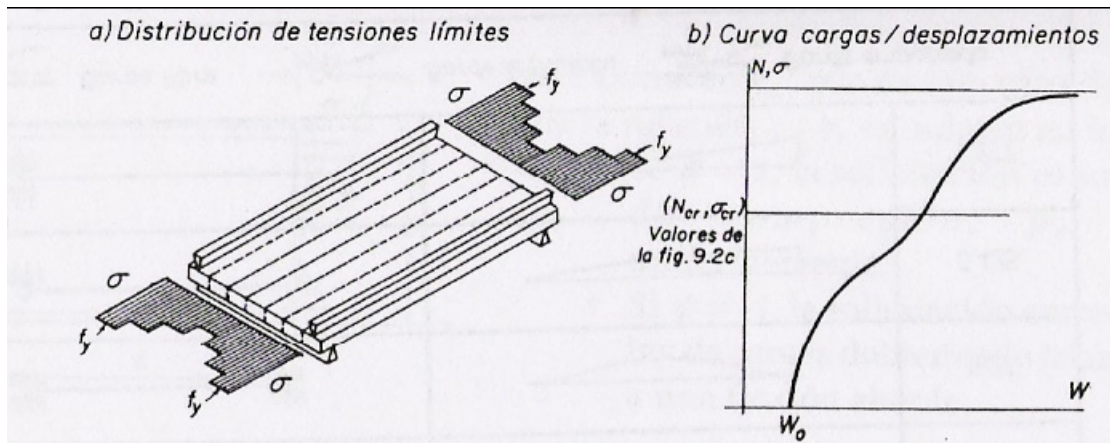


Figura B.14: Tensiones límites y curva carga-desplazamientos.

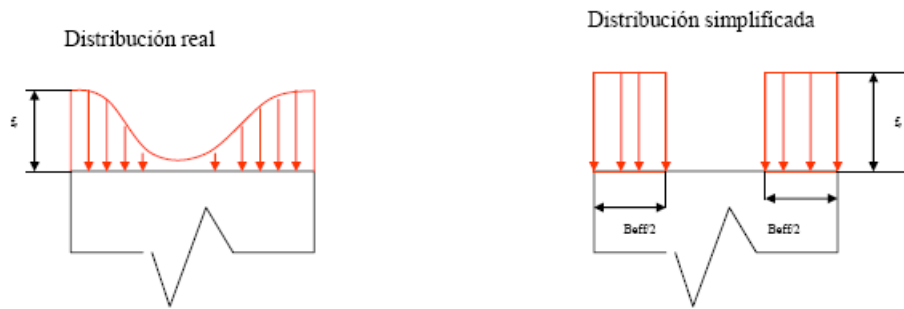


Figura B.15: Distribuciones según anchura.

Alas

En los que respecta a la inestabilidad local del ala comprimida se plantea el artificio del ancho eficaz reducido, aplicado a los elementos esbeltos de clase 4.

$$\text{Si } \lambda_p \leq 0.673 b_{eff} = b \quad (\text{B.34})$$

$$\text{Si } \lambda_p \geq 0.673 b_{eff} = \frac{b}{\lambda_p} \cdot \left(1 - \frac{.22}{\lambda_p}\right) \quad (\text{B.35})$$

donde:

λ_p es la esbeltez de la chapa definida por la expresión:

$$\lambda_p = \sqrt{f_y / \sigma_{cr}} \quad (\text{B.36})$$

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \cdot \sigma_E \quad (\text{B.37})$$

$$\sigma_E = k_{\sigma} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (\text{B.38})$$

Siendo k_{σ} el coeficiente de abolladura correspondiente a la relación de tensiones ψ de la tabla siguiente que corresponde a la 5.3.2 o la 5.3.3 del EC-3.

Combinando las anteriores ecuaciones:

$$\lambda_p = \frac{b/t_f}{28.4 \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_{\sigma}}} \text{ con } \epsilon = \sqrt{235/f_y} \quad (\text{B.39})$$

Almas

En las almas de las piezas solicitadas a flexión o a flexión combinada con esfuerzos axiales, se mantiene el criterio de los anchos eficaces aplicando también coeficientes k_{σ} deducidos, en este caso, en función de la ley de distribución de tensiones normales.

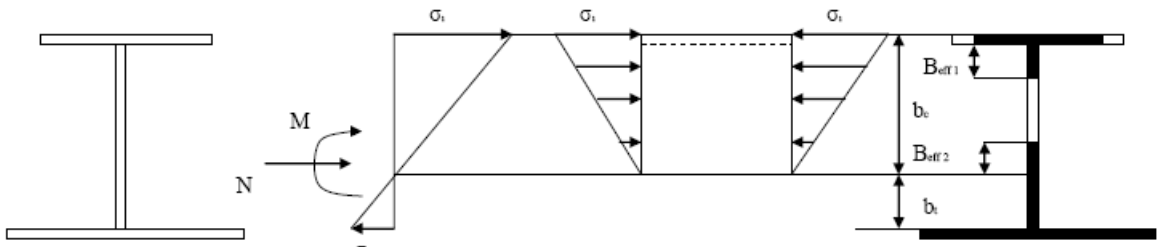


Figura B.16: Almas de las piezas solicitadas a flexión.

El Eurocódigo utiliza la fórmula de Winter, procediendo de la misma manera que para las placas comprimidas uniformemente. Para ello, a partir de ν (coeficiente que depende de la relación de tensiones entre los bordes de la placa, $\nu = \sigma_2/\sigma_1$) se deduce k_{σ} utilizando las tablas. En las mismas tablas aparece el coeficiente de reducción, que define la totalidad de la zona eficaz comprimida ($b_{eff} = \rho \cdot b_c$) y que se obtiene de la siguiente manera:

$$\text{Si } \lambda_p \leq 0.673 \quad \rho = 1 \quad (\text{B.40})$$

$$\text{Si } \lambda_p \geq 0.673 \rho = \frac{1}{\lambda_p} \cdot (\lambda_p - 0.22) \quad (\text{B.41})$$

Pandeo del ala comprimida en el plano del alma

Para prevenir la posibilidad de pandeo del ala comprimida en el plano del alma, la esbeltez d/t_w del alma cumplirá la siguiente condición:

$$d/t_w \leq k \cdot (E/f_{yf} \cdot [A_w/A_{fc}]^{1/2}) \quad (\text{B.42})$$

donde:

A : es el área del alma

A_{fc} : es el área del ala comprimida

f_{yf} : es el límite elástico del ala comprimida

El valor del coeficiente k se tomará como se indica a continuación:

Clase de alas	Coeficiente k
1	0.3
2	0.4
3 ó 4	0.55

Tabla B.2: Valores del coeficiente k

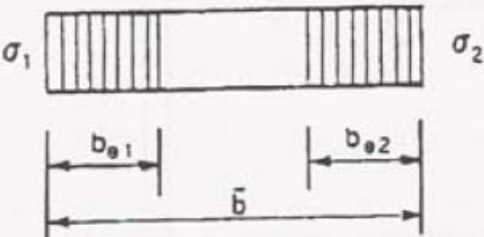
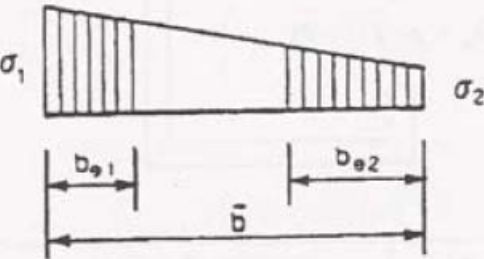
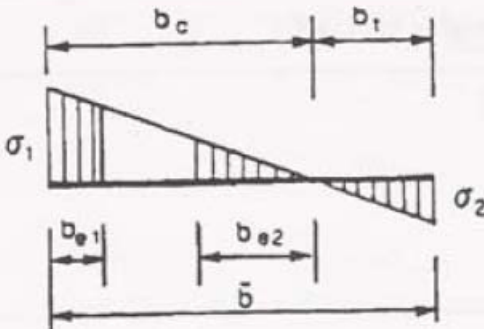
Tabla 5.3.2 Piezas comprimidas intermedias						
Distribución de tensiones (compresión positiva)				Anchura efectiva b_{eff}		
				$\Psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \Psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2b_{eff}}{5 - \Psi}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\Psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \Psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\Psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \Psi > 0$	0	$0 > \Psi > -1$	-1	$-1 > \Psi > -2$
Coefficiente de abolladura k_σ	4,0	$\frac{8,2}{1,05 + \Psi}$	7,81	$7,81 - 6,29 \Psi + 9,78 \Psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \Psi)^2$
Como alternativa, para $1 \geq \Psi \geq -1$: $k_\sigma = \frac{16}{[(1 + \Psi)^2 + 0,112(1 - \Psi)^2]^{1/2} + (1 + \Psi)}$						

Figura B.17: Piezas comprimidas intermedias.

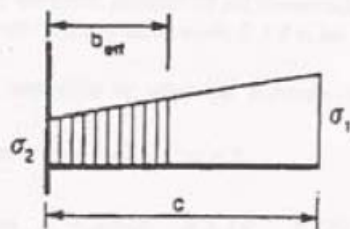
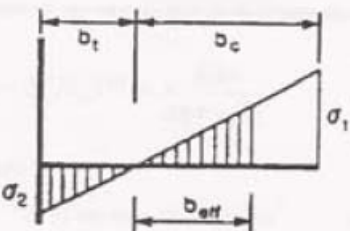
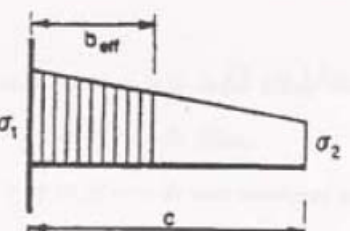
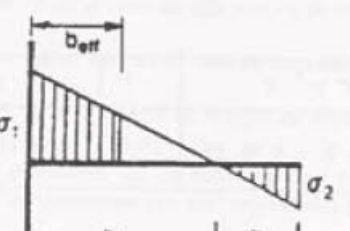
Tabla 5.3.3 Piezas extremas comprimidas					
Distribución de tensiones (compresión positiva)			Anchura eficaz b_{eff}		
			$1 > \Psi \geq 0;$ $b_{eff} = \rho c$		
			$\Psi < 0;$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \Psi)$		
$\Psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \Psi \geq -1$	
Coefficiente de abolladura k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21 \Psi + 0,07 \Psi^2$	
			$1 > \Psi \geq 0;$ $b_{eff} = \rho c$		
			$\Psi < 0;$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \Psi)$		
$\Psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \Psi > 0$	0	$0 > \Psi > -1$	-1
Coefficiente de abolladura k_σ	0,43	$\frac{0,578}{\Psi + 0,34}$	1,70	$1,7 - 5 \Psi + 17,1 \Psi^2$	23,8

Figura B.18: Piezas comprimidas extremas.

RESULTADOS



Job No
CTCC LARES

Sheet No
1

Rev

Software licensed to

Part **RACK PRINCIPAL**

Job Title

Ref

By **David**

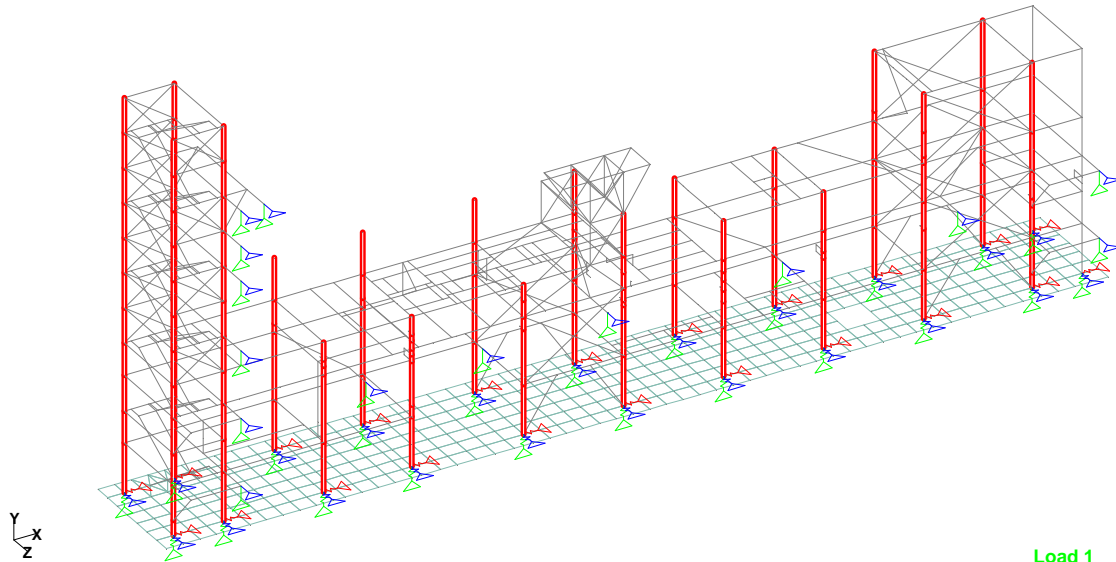
Date **9-Ene-09**

Chd

Client

File **rack_LARES_ESCALER/**

Date/Time **10-Sep-2010 12:45**



HEA360

Utilization Ratio

Beam	Analysis Property	Design Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
1	HEA360	HEA360	0.531	DEFLECTION	117	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
2	HEA360	HEA360	0.522	DEFLECTION	105	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
3	HEA360	HEA360	0.334	DEFLECTION	042	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
8	HEA360	HEA360	0.162	DEFLECTION	105	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
9	HEA360	HEA360	0.166	DEFLECTION	042	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
11	HEA360	HEA360	0.108	DEFLECTION	056	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
12	HEA360	HEA360	0.174	DEFLECTION	101	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
24	HEA360	HEA360	0.419	DEFLECTION	117	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
25	HEA360	HEA360	0.448	DEFLECTION	117	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
31	HEA360	HEA360	0.167	DEFLECTION	062	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
32	HEA360	HEA360	0.259	DEFLECTION	090	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
36	HEA360	HEA360	0.155	DEFLECTION	105	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
37	HEA360	HEA360	0.224	DEFLECTION	090	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
41	HEA360	HEA360	0.151	DEFLECTION	115	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
42	HEA360	HEA360	0.190	DEFLECTION	113	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
58	HEA360	HEA360	0.347	DEFLECTION	117	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
59	HEA360	HEA360	0.390	DEFLECTION	117	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
64	HEA360	HEA360	0.183	DEFLECTION	105	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
65	HEA360	HEA360	0.227	DEFLECTION	090	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
67	HEA360	HEA360	0.147	DEFLECTION	096	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
68	HEA360	HEA360	0.149	DEFLECTION	113	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
72	HEA360	HEA360	0.135	DEFLECTION	101	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
74	HEA360	HEA360	0.112	DEFLECTION	101	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000



Software licensed to

Job No
CTCC LARESSheet No
2

Rev

Part RACK PRINCIPAL

Job Title

Ref

By David

Date 9-Ene-09

Chd

Client

File rack_LARES_ESCALER/

Date/Time 10-Sep-2010 12:45

Utilization Ratio Cont...

Beam	Analysis	Property	Design	Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
75	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.237	DEFLECTION	120	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
101	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.424	DEFLECTION	117	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
102	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.350	DEFLECTION	117	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
104	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.342	DEFLECTION	090	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
105	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.349	DEFLECTION	045	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
106	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.196	DEFLECTION	021	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
110	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.228	DEFLECTION	078	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
112	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.272	DEFLECTION	090	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
113	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.224	DEFLECTION	021	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
114	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.224	DEFLECTION	093	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
119	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.174	DEFLECTION	090	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
121	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.305	DEFLECTION	099	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
122	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.325	DEFLECTION	023	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
191	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.346	DEFLECTION	117	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
192	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.323	DEFLECTION	117	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
195	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.228	DEFLECTION	117	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
196	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.218	DEFLECTION	117	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
198	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.164	DEFLECTION	105	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
202	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.277	DEFLECTION	120	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
203	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.271	DEFLECTION	124	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
205	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.301	DEFLECTION	121	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
304	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.266	DEFLECTION	099	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
305	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.267	DEFLECTION	117	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
309	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.219	DEFLECTION	099	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
310	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.280	DEFLECTION	121	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
312	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.316	DEFLECTION	097	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
313	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.213	DEFLECTION	106	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
315	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.254	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
317	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.300	DEFLECTION	101	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
318	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.185	DEFLECTION	106	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
319	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.270	DEFLECTION	098	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
325	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.388	DEFLECTION	106	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
326	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.429	DEFLECTION	097	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
331	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.370	DEFLECTION	106	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
332	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.250	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
375	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.295	DEFLECTION	117	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
376	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.227	DEFLECTION	117	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
379	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.165	DEFLECTION	093	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
380	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.164	DEFLECTION	117	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
381	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.138	DEFLECTION	122	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
383	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.126	DEFLECTION	115	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
384	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.099	DEFLECTION	097	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
385	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.123	DEFLECTION	100	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
386	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.205	DEFLECTION	097	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
387	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.175	DEFLECTION	094	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
420	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.267	DEFLECTION	105	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
421	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.272	DEFLECTION	098	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
425	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.105	DEFLECTION	082	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
426	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.144	DEFLECTION	122	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000



Software licensed to

Job No
CTCC LARESSheet No
3

Rev

Part RACK PRINCIPAL

Job Title

Ref

By David

Date 9-Ene-09

Chd

Client

File rack_LARES_ESCALER/

Date/Time 10-Sep-2010 12:45

Utilization Ratio Cont...

Beam	Analysis	Property	Design	Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
430	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.060	DEFLECTION	075	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
432	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.066	DEFLECTION	090	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
433	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.161	DEFLECTION	105	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
434	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.134	DEFLECTION	080	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
449	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.222	DEFLECTION	093	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
450	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.204	DEFLECTION	093	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
452	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.146	DEFLECTION	093	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
453	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.201	DEFLECTION	093	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
455	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.148	DEFLECTION	105	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
457	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.246	DEFLECTION	098	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
458	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.179	DEFLECTION	098	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
462	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.153	DEFLECTION	098	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
463	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.114	DEFLECTION	098	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
464	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.120	DEFLECTION	097	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
465	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.175	DEFLECTION	105	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
466	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.212	DEFLECTION	122	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
512	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.266	DEFLECTION	110	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
513	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.301	DEFLECTION	110	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
514	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.178	DEFLECTION	110	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
519	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.165	DEFLECTION	110	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
520	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.175	DEFLECTION	110	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
522	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.107	DEFLECTION	012	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
524	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.179	DEFLECTION	098	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
526	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.137	DEFLECTION	105	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
529	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.197	DEFLECTION	098	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
530	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.178	DEFLECTION	097	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
534	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.157	DEFLECTION	104	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
535	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.165	DEFLECTION	083	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
567	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.065	DEFLECTION	125	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
568	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.065	DEFLECTION	123	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
569	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.065	DEFLECTION	105	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
573	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.100	DEFLECTION	097	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
574	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.130	DEFLECTION	097	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
599	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.082	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
600	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.076	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
601	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.061	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
602	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.056	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
603	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.046	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
604	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.046	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
605	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.133	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
606	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.099	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
607	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.087	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
608	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.084	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
609	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.086	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
610	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.102	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
611	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.146	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
612	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.178	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
613	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.119	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
614	HEA360	HEA360	HEA360	HEA360	0.115	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000



Job No
CTCC LARES

Sheet No
4

Rev

Software licensed to

Part RACK PRINCIPAL

Job Title

Ref

By David Date 9-Ene-09 Chd

Client

File rack_LARES_ESCALER/ Date/Time 10-Sep-2010 12:45

Utilization Ratio Cont...

Beam	Analysis <input type="checkbox"/> Property	Design <input type="checkbox"/> Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
615	HEA360	HEA360	0.087	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
616	HEA360	HEA360	0.067	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
617	HEA360	HEA360	0.120	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
618	HEA360	HEA360	0.235	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
619	HEA360	HEA360	0.149	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
620	HEA360	HEA360	0.161	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
621	HEA360	HEA360	0.123	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
650	HEA360	HEA360	0.190	DEFLECTION	103	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
779	HEA360	HEA360	0.061	DEFLECTION	125	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
780	HEA360	HEA360	0.041	DEFLECTION	125	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
781	HEA360	HEA360	0.038	DEFLECTION	125	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000
782	HEA360	HEA360	0.046	DEFLECTION	125	142.800	33.1E 3	7.89E 3	152.000



Job No
CTCC LARES

Sheet No
1

Rev

Software licensed to

Part **RACK PRINCIPAL**

Job Title

Ref

By **David**

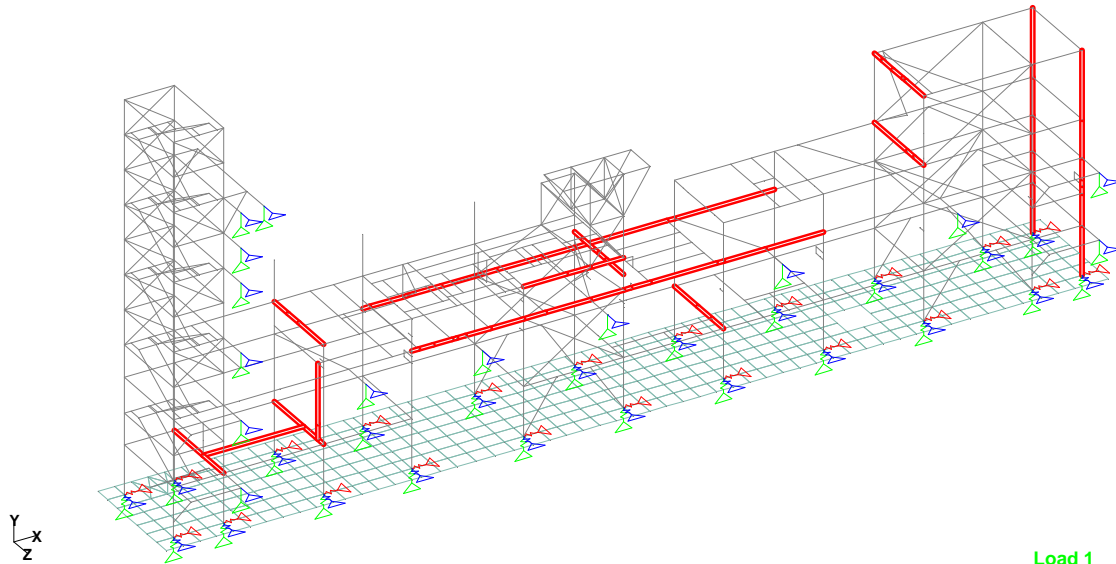
Date **9-Ene-09**

Chd

Client

File **rack_LARES_ESCALER/**

Date/Time **10-Sep-2010 12:45**



HEB320

Utilization Ratio

Beam	Analysis Property	Design Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
26	HEB320	HEB320	0.192	DEFLECTION	117	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
27	HEB320	HEB320	0.201	DEFLECTION	117	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
51	HEB320	HEB320	0.134	DEFLECTION	118	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
60	HEB320	HEB320	0.197	DEFLECTION	117	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
61	HEB320	HEB320	0.193	DEFLECTION	117	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
62	HEB320	HEB320	0.146	DEFLECTION	117	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
63	HEB320	HEB320	0.077	DEFLECTION	079	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
66	HEB320	HEB320	0.161	DEFLECTION	046	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
76	HEB320	HEB320	0.201	DEFLECTION	121	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
77	HEB320	HEB320	0.129	DEFLECTION	097	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
78	HEB320	HEB320	0.223	DEFLECTION	098	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
132	HEB320	HEB320	0.185	DEFLECTION	107	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
136	HEB320	HEB320	0.185	DEFLECTION	097	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
141	HEB320	HEB320	0.198	DEFLECTION	120	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
149	HEB320	HEB320	0.248	DEFLECTION	121	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
159	HEB320	HEB320	0.330	DEFLECTION	098	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
167	HEB320	HEB320	0.222	DEFLECTION	096	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
168	HEB320	HEB320	0.330	DEFLECTION	105	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
180	HEB320	HEB320	0.261	DEFLECTION	120	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
181	HEB320	HEB320	0.246	DEFLECTION	098	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
215	HEB320	HEB320	0.202	DEFLECTION	098	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
217	HEB320	HEB320	0.205	DEFLECTION	096	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
224	HEB320	HEB320	0.135	DEFLECTION	104	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000



Software licensed to

Job No
CTCC LARESSheet No
2

Rev

Part **RACK PRINCIPAL**

Job Title

Ref

By **David**Date **9-Ene-09**

Chd

Client

File **rack_LARES_ESCALER/**Date/Time **10-Sep-2010 12:45**

Utilization Ratio Cont...

Beam	Analysis	Property	Design	Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
241	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.174	DEFLECTION	096	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
242	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.210	DEFLECTION	096	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
255	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.128	DEFLECTION	123	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
281	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.163	DEFLECTION	096	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
283	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.228	DEFLECTION	098	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
289	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.138	DEFLECTION	124	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
320	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.418	DEFLECTION	121	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
321	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.212	DEFLECTION	121	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
322	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.177	DEFLECTION	049	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
323	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.207	DEFLECTION	049	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
324	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.370	DEFLECTION	055	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
341	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.171	DEFLECTION	096	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
343	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.116	DEFLECTION	099	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
348	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.119	DEFLECTION	097	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
362	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.112	DEFLECTION	013	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
366	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.097	DEFLECTION	049	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
373	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.120	DEFLECTION	106	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
374	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.133	DEFLECTION	052	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
377	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.188	DEFLECTION	087	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
378	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.185	DEFLECTION	093	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
396	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.124	DEFLECTION	096	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
402	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.143	DEFLECTION	098	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
412	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.139	DEFLECTION	098	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
459	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.176	DEFLECTION	122	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
460	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.103	DEFLECTION	107	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
461	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.243	DEFLECTION	098	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
467	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.124	DEFLECTION	121	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
468	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.148	DEFLECTION	120	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
469	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.148	DEFLECTION	084	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
470	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.114	DEFLECTION	105	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
471	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.195	DEFLECTION	122	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
549	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.324	DEFLECTION	098	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
550	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.287	DEFLECTION	110	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
554	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.114	DEFLECTION	110	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
555	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.107	DEFLECTION	110	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
557	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.075	DEFLECTION	093	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
561	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.083	DEFLECTION	081	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
563	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.154	DEFLECTION	096	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
564	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.139	DEFLECTION	096	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
798	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.135	DEFLECTION	108	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
799	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.228	DEFLECTION	120	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
801	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.355	DEFLECTION	098	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
803	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.123	DEFLECTION	107	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
807	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.170	DEFLECTION	107	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
808	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.078	DEFLECTION	107	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
811	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.184	DEFLECTION	107	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000
812	HEB320	HEB320	HEB320	HEB320	0.058	DEFLECTION	107	161.300	30.8E 3	9.24E 3	241.000



Job No
CTCC LARES

Sheet No
1

Rev

Software licensed to

Part **RACK PRINCIPAL**

Job Title

Ref

By **David**

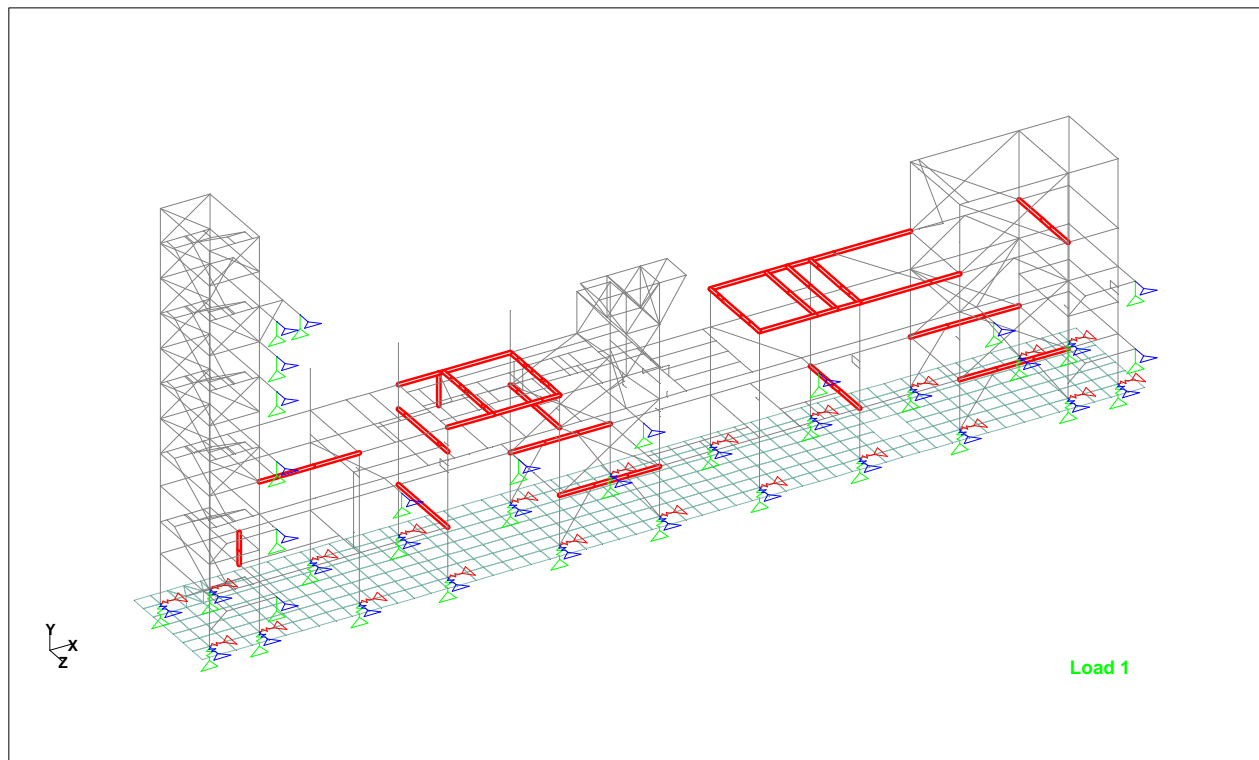
Date **9-Ene-09**

Chd

Client

File **rack_LARES_ESCALER/**

Date/Time **10-Sep-2010 12:45**



HEB260

Utilization Ratio

Beam	Analysis Property	Design Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
30	HEB260	HEB260	0.158	DEFLECTION	118	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
33	HEB260	HEB260	0.066	DEFLECTION	090	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
46	HEB260	HEB260	0.132	DEFLECTION	098	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
48	HEB260	HEB260	0.124	DEFLECTION	121	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
56	HEB260	HEB260	0.126	DEFLECTION	124	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
103	HEB260	HEB260	0.199	DEFLECTION	072	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
115	HEB260	HEB260	0.177	DEFLECTION	106	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
116	HEB260	HEB260	0.118	DEFLECTION	097	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
117	HEB260	HEB260	0.143	DEFLECTION	105	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
118	HEB260	HEB260	0.223	DEFLECTION	105	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
137	HEB260	HEB260	0.190	DEFLECTION	096	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
138	HEB260	HEB260	0.231	DEFLECTION	062	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
145	HEB260	HEB260	0.097	DEFLECTION	105	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
150	HEB260	HEB260	0.132	DEFLECTION	104	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
151	HEB260	HEB260	0.181	DEFLECTION	002	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
152	HEB260	HEB260	0.311	DEFLECTION	002	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
153	HEB260	HEB260	0.347	DEFLECTION	002	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
154	HEB260	HEB260	0.350	DEFLECTION	002	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
155	HEB260	HEB260	0.350	DEFLECTION	002	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
156	HEB260	HEB260	0.350	DEFLECTION	002	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
157	HEB260	HEB260	0.201	DEFLECTION	002	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
158	HEB260	HEB260	0.159	DEFLECTION	002	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
169	HEB260	HEB260	0.224	DEFLECTION	009	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000



Job No
CTCC LARES

Sheet No
2

Rev

Software licensed to

Part **RACK PRINCIPAL**

Job Title

Ref

By **David**

Date **9-Ene-09**

Chd

Client

File **rack_LARES_ESCALER/**

Date/Time **10-Sep-2010 12:45**

Utilization Ratio Cont...

Beam	Analysis	Property	Design	Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
176	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.160	DEFLECTION	104	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
184	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.233	DEFLECTION	049	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
199	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.334	DEFLECTION	120	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
200	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.209	DEFLECTION	102	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
201	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.315	DEFLECTION	102	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
206	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.402	DEFLECTION	122	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
208	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.217	DEFLECTION	049	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
209	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.207	DEFLECTION	049	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
210	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.212	DEFLECTION	049	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
211	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.199	DEFLECTION	049	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
212	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.171	DEFLECTION	010	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
213	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.154	DEFLECTION	010	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
214	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.395	DEFLECTION	010	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
222	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.242	DEFLECTION	117	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
223	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.298	DEFLECTION	117	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
243	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.266	DEFLECTION	117	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
244	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.309	DEFLECTION	117	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
279	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.230	DEFLECTION	117	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
280	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.291	DEFLECTION	117	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
388	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.261	DEFLECTION	106	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
389	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.162	DEFLECTION	091	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
390	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.162	DEFLECTION	085	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
391	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.107	DEFLECTION	107	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
392	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.247	DEFLECTION	121	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
397	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.153	DEFLECTION	120	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
398	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.145	DEFLECTION	105	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
405	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.149	DEFLECTION	117	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
406	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.138	DEFLECTION	117	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
409	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.092	DEFLECTION	105	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
410	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.090	DEFLECTION	096	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
414	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.143	DEFLECTION	117	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
415	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.143	DEFLECTION	114	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
418	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.194	DEFLECTION	097	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
419	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.113	DEFLECTION	079	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
422	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.286	DEFLECTION	121	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
423	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.213	DEFLECTION	089	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
424	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.278	DEFLECTION	097	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
435	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.186	DEFLECTION	099	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
436	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.118	DEFLECTION	107	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
437	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.094	DEFLECTION	107	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
438	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.151	DEFLECTION	121	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
439	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.195	DEFLECTION	104	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
441	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.086	DEFLECTION	096	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
447	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.068	DEFLECTION	104	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
448	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.148	DEFLECTION	098	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
483	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.295	DEFLECTION	110	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
484	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.302	DEFLECTION	110	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
489	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.313	DEFLECTION	110	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
490	HEB260	HEB260	HEB260	HEB260	0.319	DEFLECTION	110	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000



Job No
CTCC LARES

Sheet No
3

Rev

Software licensed to

Part **RACK PRINCIPAL**

Job Title

Ref

By **David** Date **9-Ene-09** Chd

Client

File **rack_LARES_ESCALER/** Date/Time **10-Sep-2010 12:45**

Utilization Ratio Cont...

Beam	Analysis <input type="checkbox"/> Property	Design <input type="checkbox"/> Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
510	HEB260	HEB260	0.293	DEFLECTION	110	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
511	HEB260	HEB260	0.301	DEFLECTION	110	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
531	HEB260	HEB260	0.308	DEFLECTION	121	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
532	HEB260	HEB260	0.138	DEFLECTION	107	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000
533	HEB260	HEB260	0.321	DEFLECTION	122	118.400	14.9E 3	5.14E 3	130.000



Job No
CTCC LARES

Sheet No
1

Rev

Software licensed to

Part **RACK PRINCIPAL**

Job Title

Ref

By **David**

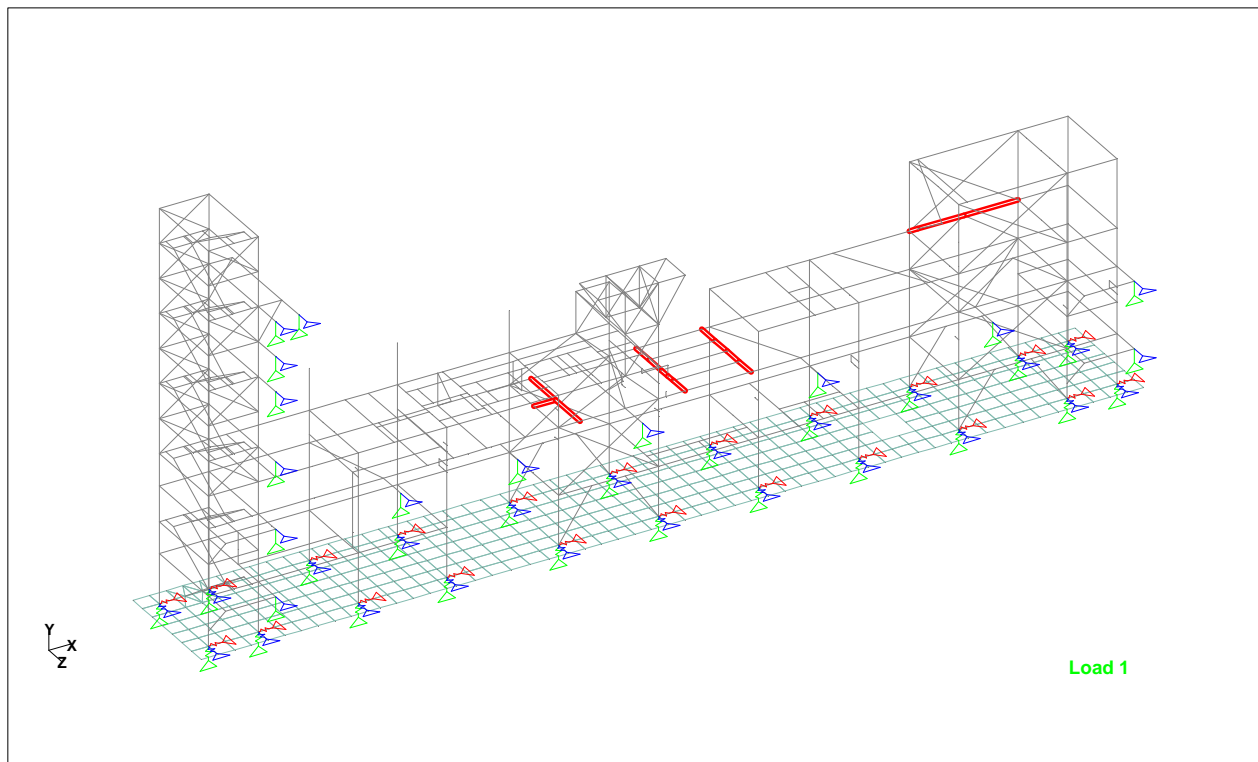
Date **9-Ene-09**

Chd

Client

File **rack_LARES_ESCALER/**

Date/Time **10-Sep-2010 12:45**



HEB240

Utilization Ratio

Beam	Analysis	Property	Design	Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
216	HEB240	HEB240	HEB240	HEB240	0.107	DEFLECTION	096	106.000	11.3E 3	3.92E 3	107.000
225	HEB240	HEB240	HEB240	HEB240	0.118	DEFLECTION	096	106.000	11.3E 3	3.92E 3	107.000
226	HEB240	HEB240	HEB240	HEB240	0.139	DEFLECTION	096	106.000	11.3E 3	3.92E 3	107.000
353	HEB240	HEB240	HEB240	HEB240	0.206	DEFLECTION	013	106.000	11.3E 3	3.92E 3	107.000
354	HEB240	HEB240	HEB240	HEB240	0.283	DEFLECTION	013	106.000	11.3E 3	3.92E 3	107.000
355	HEB240	HEB240	HEB240	HEB240	0.283	DEFLECTION	013	106.000	11.3E 3	3.92E 3	107.000
356	HEB240	HEB240	HEB240	HEB240	0.258	DEFLECTION	013	106.000	11.3E 3	3.92E 3	107.000
357	HEB240	HEB240	HEB240	HEB240	0.202	DEFLECTION	013	106.000	11.3E 3	3.92E 3	107.000
369	HEB240	HEB240	HEB240	HEB240	0.128	DEFLECTION	004	106.000	11.3E 3	3.92E 3	107.000
370	HEB240	HEB240	HEB240	HEB240	0.180	DEFLECTION	049	106.000	11.3E 3	3.92E 3	107.000
371	HEB240	HEB240	HEB240	HEB240	0.177	DEFLECTION	022	106.000	11.3E 3	3.92E 3	107.000
372	HEB240	HEB240	HEB240	HEB240	0.135	DEFLECTION	062	106.000	11.3E 3	3.92E 3	107.000
472	HEB240	HEB240	HEB240	HEB240	0.128	DEFLECTION	087	106.000	11.3E 3	3.92E 3	107.000
488	HEB240	HEB240	HEB240	HEB240	0.061	DEFLECTION	084	106.000	11.3E 3	3.92E 3	107.000
506	HEB240	HEB240	HEB240	HEB240	0.037	DEFLECTION	096	106.000	11.3E 3	3.92E 3	107.000



Job No
CTCC LARES

Sheet No
1

Rev

Software licensed to

Part **RACK PRINCIPAL**

Job Title

Ref

By **David**

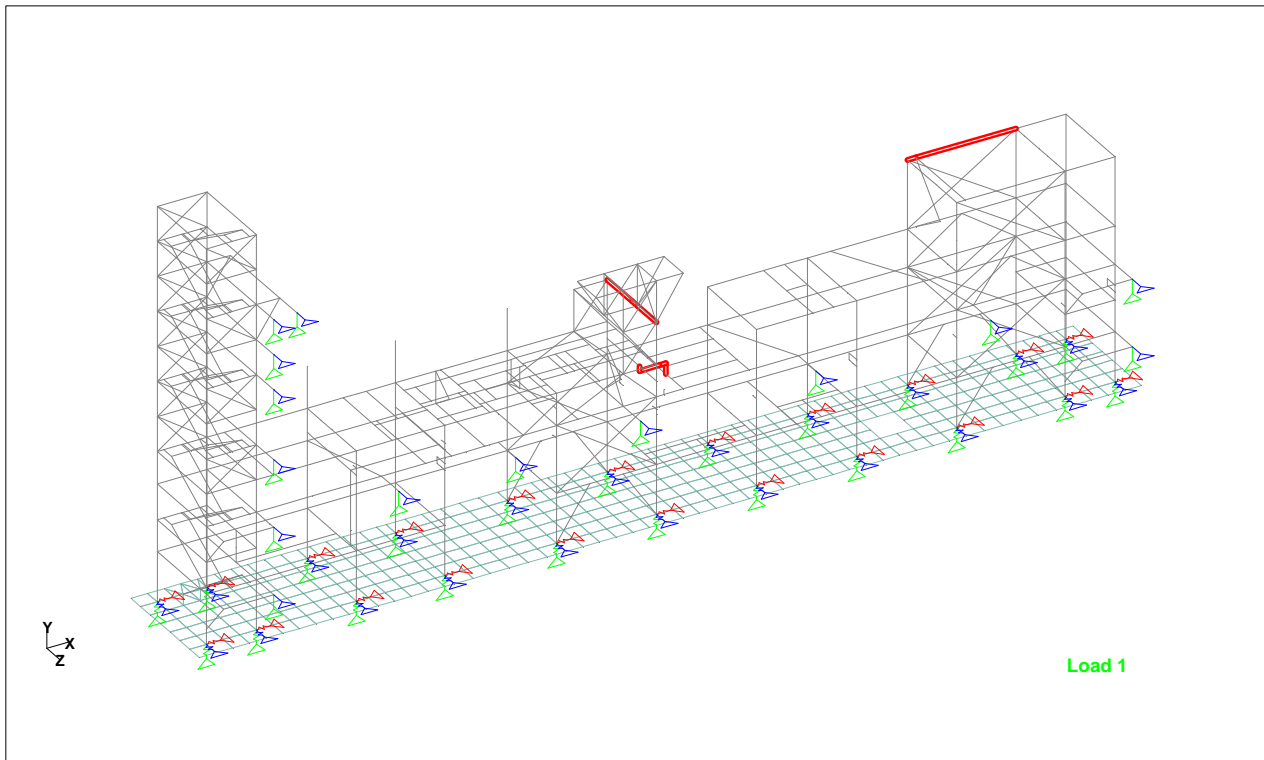
Date **9-Ene-09**

Chd

Client

File **rack_LARES_ESCALER/**

Date/Time **10-Sep-2010 12:45**



HEB220

Utilization Ratio

Beam	Analysis	Property	Design	Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
333	HEB220	HEB220	HEB220	HEB220	1.047	DEFLECTION	120	91.000	8.09E 3	2.84E 3	84.400
334	HEB220	HEB220	HEB220	HEB220	0.827	DEFLECTION	106	91.000	8.09E 3	2.84E 3	84.400
335	HEB220	HEB220	HEB220	HEB220	0.418	DEFLECTION	121	91.000	8.09E 3	2.84E 3	84.400
349	HEB220	HEB220	HEB220	HEB220	0.080	DEFLECTION	070	91.000	8.09E 3	2.84E 3	84.400
358	HEB220	HEB220	HEB220	HEB220	0.056	DEFLECTION	070	91.000	8.09E 3	2.84E 3	84.400
473	HEB220	HEB220	HEB220	HEB220	0.136	DEFLECTION	107	91.000	8.09E 3	2.84E 3	84.400
500	HEB220	HEB220	HEB220	HEB220	0.045	DEFLECTION	107	91.000	8.09E 3	2.84E 3	84.400
805	HEB220	HEB220	HEB220	HEB220	0.080	DEFLECTION	107	91.000	8.09E 3	2.84E 3	84.400
806	HEB220	HEB220	HEB220	HEB220	0.038	DEFLECTION	107	91.000	8.09E 3	2.84E 3	84.400



Job No
CTCC LARES

Sheet No
1

Rev

Software licensed to

Part **RACK PRINCIPAL**

Job Title

Ref

By **David**

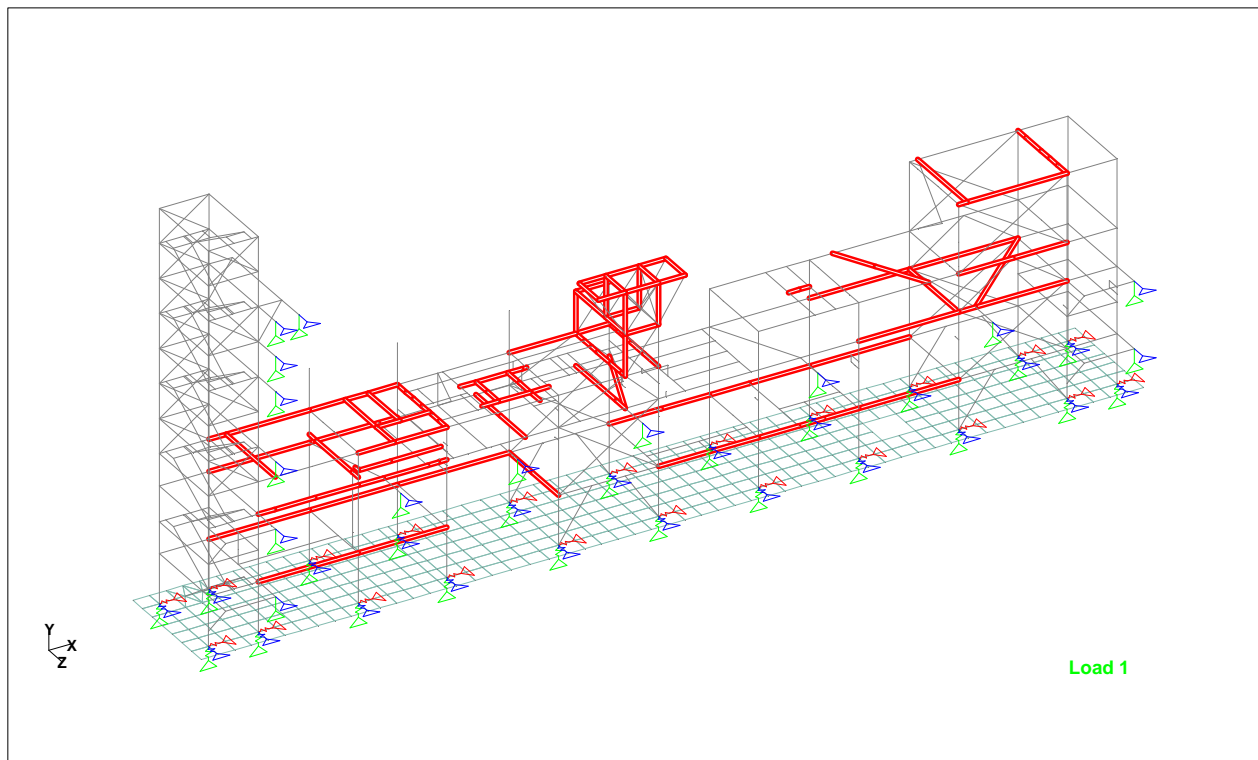
Date **9-Ene-09**

Chd

Client

File **rack_LARES_ESCALER/**

Date/Time **10-Sep-2010 12:45**



HEB200

Utilization Ratio

Beam	Analysis Property	Design Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
44	HEB200	HEB200	0.253	DEFLECTION	098	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
45	HEB200	HEB200	0.178	DEFLECTION	098	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
47	HEB200	HEB200	0.024	DEFLECTION	099	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
49	HEB200	HEB200	0.154	DEFLECTION	123	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
50	HEB200	HEB200	0.276	DEFLECTION	078	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
52	HEB200	HEB200	0.310	DEFLECTION	100	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
53	HEB200	HEB200	0.101	DEFLECTION	097	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
54	HEB200	HEB200	0.142	DEFLECTION	101	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
57	HEB200	HEB200	0.226	DEFLECTION	120	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
69	HEB200	HEB200	0.312	DEFLECTION	073	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
70	HEB200	HEB200	0.188	DEFLECTION	073	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
71	HEB200	HEB200	0.193	DEFLECTION	073	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
73	HEB200	HEB200	0.006	DEFLECTION	032	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
80	HEB200	HEB200	0.221	DEFLECTION	098	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
81	HEB200	HEB200	0.194	DEFLECTION	122	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
82	HEB200	HEB200	0.174	DEFLECTION	122	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
83	HEB200	HEB200	0.368	DEFLECTION	091	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
86	HEB200	HEB200	0.111	DEFLECTION	122	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
87	HEB200	HEB200	0.157	DEFLECTION	122	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
88	HEB200	HEB200	0.247	DEFLECTION	093	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
89	HEB200	HEB200	0.281	DEFLECTION	117	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
90	HEB200	HEB200	0.098	DEFLECTION	096	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
91	HEB200	HEB200	0.065	DEFLECTION	122	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400



Software licensed to

Job No
CTCC LARESSheet No
2

Rev

Part RACK PRINCIPAL

Job Title

Ref

By David

Date 9-Ene-09

Chd

Client

File rack_LARES_ESCALER/

Date/Time 10-Sep-2010 12:45

Utilization Ratio Cont...

Beam	Analysis	Property	Design	Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
92	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.167	DEFLECTION	122	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
93	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.276	DEFLECTION	098	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
94	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.132	DEFLECTION	122	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
95	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.160	DEFLECTION	107	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
96	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.377	DEFLECTION	091	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
97	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.198	DEFLECTION	107	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
98	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.113	DEFLECTION	122	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
100	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.371	DEFLECTION	096	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
123	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.564	DEFLECTION	120	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
124	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.284	DEFLECTION	120	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
125	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.294	DEFLECTION	072	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
126	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.291	DEFLECTION	029	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
127	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.236	DEFLECTION	047	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
128	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.212	DEFLECTION	035	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
129	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.613	DEFLECTION	106	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
160	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.073	DEFLECTION	006	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
161	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.051	DEFLECTION	018	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
164	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.259	DEFLECTION	117	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
165	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.047	DEFLECTION	102	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
166	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.050	DEFLECTION	102	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
171	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.110	DEFLECTION	062	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
173	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.089	DEFLECTION	005	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
174	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.257	DEFLECTION	120	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
175	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.271	DEFLECTION	122	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
177	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.055	DEFLECTION	102	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
178	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.101	DEFLECTION	006	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
179	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.114	DEFLECTION	055	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
182	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.089	DEFLECTION	014	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
183	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.076	DEFLECTION	102	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
190	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.068	DEFLECTION	102	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
193	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.403	DEFLECTION	077	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
194	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.407	DEFLECTION	077	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
233	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.155	DEFLECTION	102	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
237	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.130	DEFLECTION	105	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
251	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.179	DEFLECTION	104	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
252	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.135	DEFLECTION	104	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
256	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.098	DEFLECTION	121	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
257	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.090	DEFLECTION	122	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
261	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.451	DEFLECTION	096	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
262	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.207	DEFLECTION	096	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
263	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.193	DEFLECTION	096	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
264	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.196	DEFLECTION	000	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
265	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.313	DEFLECTION	006	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
266	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.432	DEFLECTION	102	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
267	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.619	DEFLECTION	106	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
270	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.448	DEFLECTION	106	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
271	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.770	DEFLECTION	106	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
272	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.512	DEFLECTION	103	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
273	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.433	DEFLECTION	103	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400



Software licensed to

Job No
CTCC LARESSheet No
3

Rev

Part RACK PRINCIPAL

Job Title

Ref

By David

Date 9-Ene-09

Chd

Client

File rack_LARES_ESCALER/

Date/Time 10-Sep-2010 12:45

Utilization Ratio Cont...

Beam	Analysis	Property	Design	Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
274	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.223	DEFLECTION	124	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
275	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.346	DEFLECTION	096	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
282	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.342	DEFLECTION	120	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
286	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.112	DEFLECTION	106	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
294	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.113	DEFLECTION	098	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
295	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.122	DEFLECTION	096	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
296	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.052	DEFLECTION	096	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
301	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.157	DEFLECTION	104	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
302	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.111	DEFLECTION	104	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
327	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.439	DEFLECTION	120	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
328	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.254	DEFLECTION	120	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
329	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.165	DEFLECTION	107	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
330	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.570	DEFLECTION	107	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
336	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.393	DEFLECTION	106	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
339	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.228	DEFLECTION	121	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
340	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.120	DEFLECTION	121	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
346	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.190	DEFLECTION	104	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
347	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.149	DEFLECTION	102	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
350	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.142	DEFLECTION	117	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
352	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.216	DEFLECTION	062	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
359	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.114	DEFLECTION	096	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
367	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.135	DEFLECTION	117	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
368	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.197	DEFLECTION	117	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
393	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.126	DEFLECTION	081	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
394	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.178	DEFLECTION	117	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
404	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.101	DEFLECTION	069	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
407	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.109	DEFLECTION	105	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
411	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.146	DEFLECTION	081	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
413	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.109	DEFLECTION	105	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
417	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.165	DEFLECTION	110	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
440	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.505	DEFLECTION	082	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
442	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.209	DEFLECTION	093	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
443	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.199	DEFLECTION	093	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
444	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.250	DEFLECTION	105	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
445	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.275	DEFLECTION	098	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
446	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.505	DEFLECTION	082	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
456	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.321	DEFLECTION	033	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
474	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.092	DEFLECTION	123	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
476	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.105	DEFLECTION	101	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
479	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.073	DEFLECTION	122	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
487	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.063	DEFLECTION	104	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
495	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.164	DEFLECTION	121	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
501	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.041	DEFLECTION	107	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
502	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.353	DEFLECTION	121	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
503	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.074	DEFLECTION	099	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
507	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.041	DEFLECTION	099	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
536	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.483	DEFLECTION	107	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
537	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.260	DEFLECTION	122	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
538	HEB200	HEB200	HEB200	HEB200	0.260	DEFLECTION	035	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400



Job No
CTCC LARES

Sheet No
4

Rev

Software licensed to

Part RACK PRINCIPAL

Job Title

Ref

By David Date 9-Ene-09 Chd

Client

File rack_LARES_ESCALER/ Date/Time 10-Sep-2010 12:45

Utilization Ratio Cont...

Beam	Analysis <input type="checkbox"/> Property	Design <input type="checkbox"/> Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
539	HEB200	HEB200	0.206	DEFLECTION	107	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
540	HEB200	HEB200	0.468	DEFLECTION	122	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
800	HEB200	HEB200	0.345	DEFLECTION	096	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400
802	HEB200	HEB200	0.246	DEFLECTION	096	78.100	5.7E 3	2E 3	61.400



Job No
CTCC LARES

Sheet No
1

Rev

Software licensed to

Part **RACK PRINCIPAL**

Job Title

Ref

By **David**

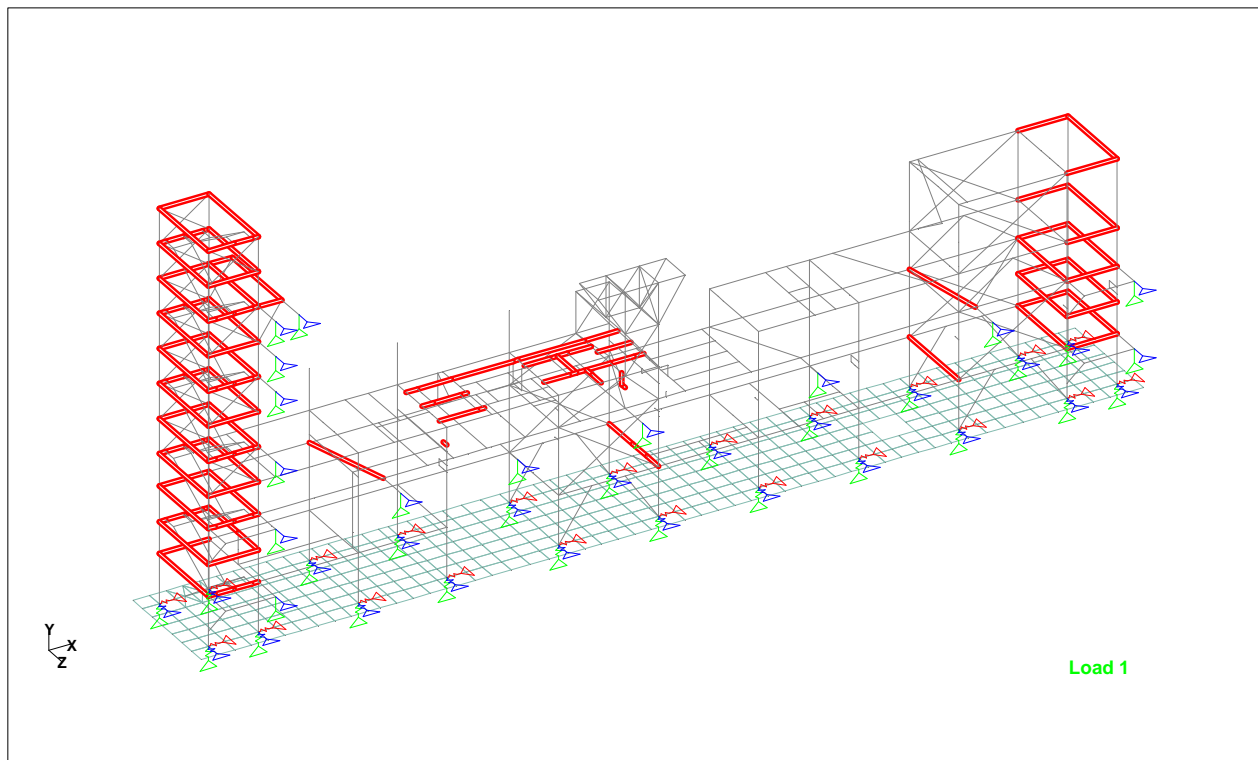
Date **9-Ene-09**

Chd

Client

File **rack_LARES_ESCALER/**

Date/Time **10-Sep-2010 12:45**



HEB180

Utilization Ratio

Beam	Analysis Property	Design Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
5	HEB180	HEB180	0.231	DEFLECTION	120	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
10	HEB180	HEB180	0.281	DEFLECTION	120	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
14	HEB180	HEB180	0.247	DEFLECTION	101	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
16	HEB180	HEB180	0.372	DEFLECTION	120	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
17	HEB180	HEB180	0.385	DEFLECTION	099	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
19	HEB180	HEB180	0.362	DEFLECTION	105	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
20	HEB180	HEB180	0.328	DEFLECTION	090	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
21	HEB180	HEB180	0.199	DEFLECTION	101	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
22	HEB180	HEB180	0.328	DEFLECTION	101	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
34	HEB180	HEB180	0.366	DEFLECTION	090	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
35	HEB180	HEB180	0.364	DEFLECTION	090	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
38	HEB180	HEB180	0.399	DEFLECTION	086	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
43	HEB180	HEB180	0.375	DEFLECTION	026	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
79	HEB180	HEB180	0.284	DEFLECTION	121	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
120	HEB180	HEB180	0.006	DEFLECTION	040	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
130	HEB180	HEB180	0.112	DEFLECTION	122	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
131	HEB180	HEB180	0.062	DEFLECTION	062	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
135	HEB180	HEB180	0.076	DEFLECTION	050	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
139	HEB180	HEB180	0.068	DEFLECTION	066	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
140	HEB180	HEB180	0.114	DEFLECTION	054	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
147	HEB180	HEB180	0.055	DEFLECTION	062	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
148	HEB180	HEB180	0.071	DEFLECTION	062	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
170	HEB180	HEB180	0.112	DEFLECTION	011	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500



Software licensed to

Job No
CTCC LARESSheet No
2

Rev

Part RACK PRINCIPAL

Job Title

Ref

By David

Date 9-Ene-09

Chd

Client

File rack_LARES_ESCALER/

Date/Time 10-Sep-2010 12:45

Utilization Ratio Cont...

Beam	Analysis	Property	Design	Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
189	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.127	DEFLECTION	006	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
218	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.133	DEFLECTION	102	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
219	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.120	DEFLECTION	102	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
228	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.158	DEFLECTION	102	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
229	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.150	DEFLECTION	123	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
230	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.106	DEFLECTION	102	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
234	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.165	DEFLECTION	104	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
235	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.110	DEFLECTION	009	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
236	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.147	DEFLECTION	051	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
239	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.161	DEFLECTION	102	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
240	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.128	DEFLECTION	104	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
253	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.105	DEFLECTION	006	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
254	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.131	DEFLECTION	048	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
259	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.009	DEFLECTION	006	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
260	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.025	DEFLECTION	119	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
276	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.173	DEFLECTION	096	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
287	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.134	DEFLECTION	096	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
288	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.109	DEFLECTION	096	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
303	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.147	DEFLECTION	096	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
306	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.519	DEFLECTION	086	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
307	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.342	DEFLECTION	086	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
308	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.517	DEFLECTION	074	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
451	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.310	DEFLECTION	075	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
475	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.270	DEFLECTION	122	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
516	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.085	DEFLECTION	123	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
521	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.068	DEFLECTION	099	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
527	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.355	DEFLECTION	031	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
541	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.289	DEFLECTION	110	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
542	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.296	DEFLECTION	110	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
544	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.149	DEFLECTION	067	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
545	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.155	DEFLECTION	060	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
546	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.138	DEFLECTION	099	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
547	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.140	DEFLECTION	056	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
551	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.178	DEFLECTION	117	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
556	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.076	DEFLECTION	117	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
565	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.239	DEFLECTION	096	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
570	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.304	DEFLECTION	100	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
571	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.348	DEFLECTION	100	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
572	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.287	DEFLECTION	097	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
575	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.284	DEFLECTION	101	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
576	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.295	DEFLECTION	099	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
577	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.202	DEFLECTION	101	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
578	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.290	DEFLECTION	103	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
579	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.222	DEFLECTION	100	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
580	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.286	DEFLECTION	099	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
581	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.315	DEFLECTION	099	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
582	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.261	DEFLECTION	100	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
583	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.272	DEFLECTION	099	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
584	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.273	DEFLECTION	099	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500



Software licensed to

Job No
CTCC LARESSheet No
3

Rev

Part RACK PRINCIPAL

Job Title

Ref

By David

Date 9-Ene-09

Chd

Client

File rack_LARES_ESCALER/

Date/Time 10-Sep-2010 12:45

Utilization Ratio Cont...

Beam	Analysis	Property	Design	Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
585	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.199	DEFLECTION	099	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
586	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.272	DEFLECTION	098	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
587	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.221	DEFLECTION	100	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
588	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.257	DEFLECTION	099	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
589	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.294	DEFLECTION	101	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
590	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.231	DEFLECTION	099	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
591	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.243	DEFLECTION	049	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
592	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.243	DEFLECTION	097	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
593	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.333	DEFLECTION	098	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
594	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.285	DEFLECTION	096	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
595	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.252	DEFLECTION	125	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
596	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.188	DEFLECTION	105	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
597	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.268	DEFLECTION	104	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
598	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.171	DEFLECTION	103	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
652	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.296	DEFLECTION	106	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
653	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.468	DEFLECTION	122	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
656	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.332	DEFLECTION	122	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
657	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.172	DEFLECTION	002	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
658	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.139	DEFLECTION	102	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
659	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.139	DEFLECTION	008	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
660	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.155	DEFLECTION	107	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
661	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.284	DEFLECTION	120	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
732	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.392	DEFLECTION	120	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
733	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.189	DEFLECTION	123	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
734	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.269	DEFLECTION	120	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
735	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.213	DEFLECTION	097	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
736	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.358	DEFLECTION	098	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
737	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.197	DEFLECTION	097	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
738	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.133	DEFLECTION	107	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
739	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.144	DEFLECTION	104	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
740	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.189	DEFLECTION	124	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
741	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.251	DEFLECTION	101	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
742	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.401	DEFLECTION	099	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
743	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.205	DEFLECTION	104	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
744	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.267	DEFLECTION	100	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
745	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.152	DEFLECTION	100	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
746	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.109	DEFLECTION	018	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
747	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.124	DEFLECTION	104	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
748	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.578	DEFLECTION	098	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
749	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.290	DEFLECTION	098	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
750	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.141	DEFLECTION	097	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
751	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.160	DEFLECTION	101	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
752	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.326	DEFLECTION	101	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
753	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.148	DEFLECTION	105	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
754	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.155	DEFLECTION	019	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
755	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.192	DEFLECTION	101	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
756	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.267	DEFLECTION	100	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
757	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.167	DEFLECTION	097	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
758	HEB180	HEB180	HEB180	HEB180	0.097	DEFLECTION	068	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500



Software licensed to

Job No
CTCC LARESSheet No
4

Rev

Part RACK PRINCIPAL

Job Title

Ref

By David

Date 9-Ene-09

Chd

Client

File rack_LARES_ESCALER/

Date/Time 10-Sep-2010 12:45

Utilization Ratio Cont...

Beam	Analysis <input type="checkbox"/> Property	Design <input type="checkbox"/> Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
759	HEB180	HEB180	0.099	DEFLECTION	104	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
760	HEB180	HEB180	0.155	DEFLECTION	058	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
761	HEB180	HEB180	0.143	DEFLECTION	104	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
762	HEB180	HEB180	0.104	DEFLECTION	107	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
763	HEB180	HEB180	0.204	DEFLECTION	103	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
773	HEB180	HEB180	0.130	DEFLECTION	125	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
774	HEB180	HEB180	0.129	DEFLECTION	125	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
783	HEB180	HEB180	0.114	DEFLECTION	125	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
784	HEB180	HEB180	0.159	DEFLECTION	125	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
785	HEB180	HEB180	0.147	DEFLECTION	125	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
786	HEB180	HEB180	0.186	DEFLECTION	125	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
791	HEB180	HEB180	0.280	DEFLECTION	121	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
794	HEB180	HEB180	0.326	DEFLECTION	121	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
795	HEB180	HEB180	0.449	DEFLECTION	121	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
809	HEB180	HEB180	0.059	DEFLECTION	107	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
810	HEB180	HEB180	0.089	DEFLECTION	107	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
813	HEB180	HEB180	0.093	DEFLECTION	107	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
814	HEB180	HEB180	0.065	DEFLECTION	107	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
815	HEB180	HEB180	0.273	DEFLECTION	107	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500
816	HEB180	HEB180	0.229	DEFLECTION	107	65.300	3.83E 3	1.36E 3	46.500



Job No
CTCC LARES

Sheet No
1

Rev

Software licensed to

Part **RACK PRINCIPAL**

Job Title

Ref

By **David**

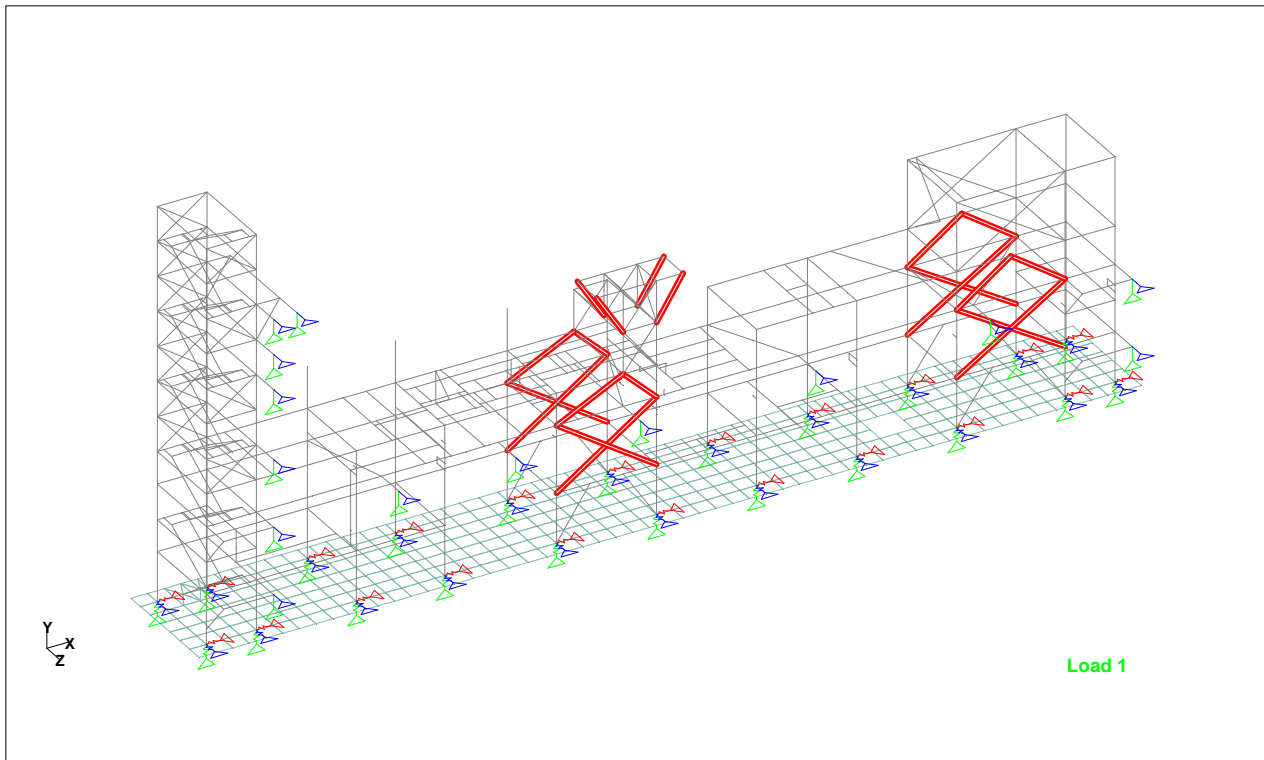
Date **9-Ene-09**

Chd

Client

File **rack_LARES_ESCALER/**

Date/Time **10-Sep-2010 12:45**



HEA160

Utilization Ratio

Beam	Analysis Property	Design Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
231	HEA160	HEA160	0.150	DEFLECTION	063	38.800	1.67E 3	616.000	11.300
232	HEA160	HEA160	0.221	DEFLECTION	053	38.800	1.67E 3	616.000	11.300
245	HEA160	HEA160	0.593	DEFLECTION	079	38.800	1.67E 3	616.000	11.300
246	HEA160	HEA160	0.305	DEFLECTION	105	38.800	1.67E 3	616.000	11.300
247	HEA160	HEA160	0.529	DEFLECTION	103	38.800	1.67E 3	616.000	11.300
248	HEA160	HEA160	0.357	DEFLECTION	030	38.800	1.67E 3	616.000	11.300
249	HEA160	HEA160	0.014	DEFLECTION	027	38.800	1.67E 3	616.000	11.300
250	HEA160	HEA160	0.014	DEFLECTION	049	38.800	1.67E 3	616.000	11.300
284	HEA160	HEA160	0.216	DEFLECTION	016	38.800	1.67E 3	616.000	11.300
285	HEA160	HEA160	0.239	DEFLECTION	081	38.800	1.67E 3	616.000	11.300
344	HEA160	HEA160	0.014	DEFLECTION	048	38.800	1.67E 3	616.000	11.300
345	HEA160	HEA160	0.014	DEFLECTION	051	38.800	1.67E 3	616.000	11.300
485	HEA160	HEA160	0.044	DEFLECTION	072	38.800	1.67E 3	616.000	11.300
486	HEA160	HEA160	0.026	DEFLECTION	100	38.800	1.67E 3	616.000	11.300
491	HEA160	HEA160	0.314	DEFLECTION	097	38.800	1.67E 3	616.000	11.300
492	HEA160	HEA160	0.577	DEFLECTION	085	38.800	1.67E 3	616.000	11.300
493	HEA160	HEA160	0.354	DEFLECTION	049	38.800	1.67E 3	616.000	11.300
494	HEA160	HEA160	0.634	DEFLECTION	089	38.800	1.67E 3	616.000	11.300
504	HEA160	HEA160	0.042	DEFLECTION	044	38.800	1.67E 3	616.000	11.300
505	HEA160	HEA160	0.035	DEFLECTION	071	38.800	1.67E 3	616.000	11.300



Job No
CTCC LARES

Sheet No
1

Rev

Software licensed to

Part **RACK PRINCIPAL**

Job Title

Ref

By **David**

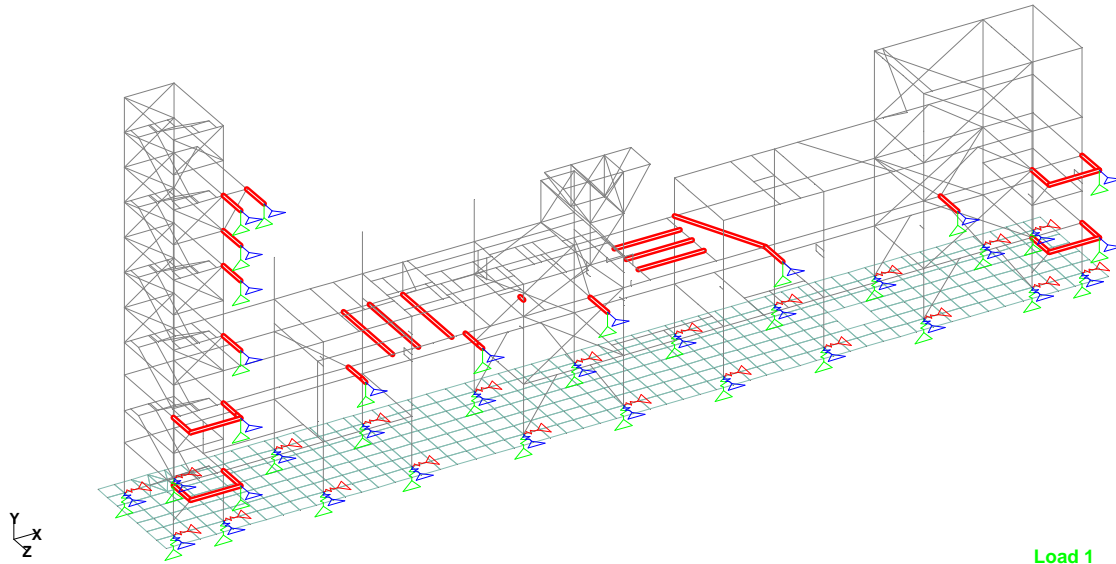
Date **9-Ene-09**

Chd

Client

File **rack_LARES_ESCALER/**

Date/Time **10-Sep-2010 12:45**



HEB160

Utilization Ratio

Beam	Analysis Property	Design Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
7	HEB160	HEB160	0.117	DEFLECTION	096	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
15	HEB160	HEB160	0.059	DEFLECTION	101	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
18	HEB160	HEB160	0.050	DEFLECTION	001	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
23	HEB160	HEB160	0.049	DEFLECTION	066	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
29	HEB160	HEB160	0.284	DEFLECTION	106	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
39	HEB160	HEB160	0.327	DEFLECTION	121	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
40	HEB160	HEB160	0.143	DEFLECTION	120	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
55	HEB160	HEB160	0.407	DEFLECTION	049	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
84	HEB160	HEB160	0.181	DEFLECTION	049	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
85	HEB160	HEB160	0.106	DEFLECTION	062	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
99	HEB160	HEB160	0.328	DEFLECTION	122	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
162	HEB160	HEB160	0.092	DEFLECTION	081	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
163	HEB160	HEB160	0.091	DEFLECTION	106	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
204	HEB160	HEB160	0.013	DEFLECTION	047	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
258	HEB160	HEB160	0.427	DEFLECTION	122	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
363	HEB160	HEB160	0.262	DEFLECTION	016	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
364	HEB160	HEB160	0.266	DEFLECTION	049	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
365	HEB160	HEB160	0.261	DEFLECTION	049	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
395	HEB160	HEB160	0.287	DEFLECTION	091	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
401	HEB160	HEB160	0.130	DEFLECTION	122	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
480	HEB160	HEB160	0.300	DEFLECTION	069	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
518	HEB160	HEB160	0.027	DEFLECTION	099	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
528	HEB160	HEB160	0.069	DEFLECTION	105	54.300	2.49E 3	889.000	33.200



Job No
CTCC LARES

Sheet No
2

Rev

Software licensed to

Part RACK PRINCIPAL

Job Title

Ref

By David Date 9-Ene-09 Chd

Client

File rack_LARES_ESCALER/ Date/Time 10-Sep-2010 12:45

Utilization Ratio Cont...

Beam	Analysis <input type="checkbox"/> Property	Design <input type="checkbox"/> Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
543	HEB160	HEB160	0.048	DEFLECTION	014	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
548	HEB160	HEB160	0.047	DEFLECTION	058	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
553	HEB160	HEB160	0.115	DEFLECTION	055	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
566	HEB160	HEB160	0.327	DEFLECTION	122	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
647	HEB160	HEB160	0.356	DEFLECTION	103	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
648	HEB160	HEB160	0.386	DEFLECTION	103	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
649	HEB160	HEB160	0.380	DEFLECTION	103	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
651	HEB160	HEB160	0.571	DEFLECTION	103	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
793	HEB160	HEB160	0.164	DEFLECTION	121	54.300	2.49E 3	889.000	33.200
804	HEB160	HEB160	0.193	DEFLECTION	107	54.300	2.49E 3	889.000	33.200



Job No
CTCC LARES

Sheet No

1

Rev

Software licensed to

Part **RACK PRINCIPAL**

Job Title

Ref

By **David**

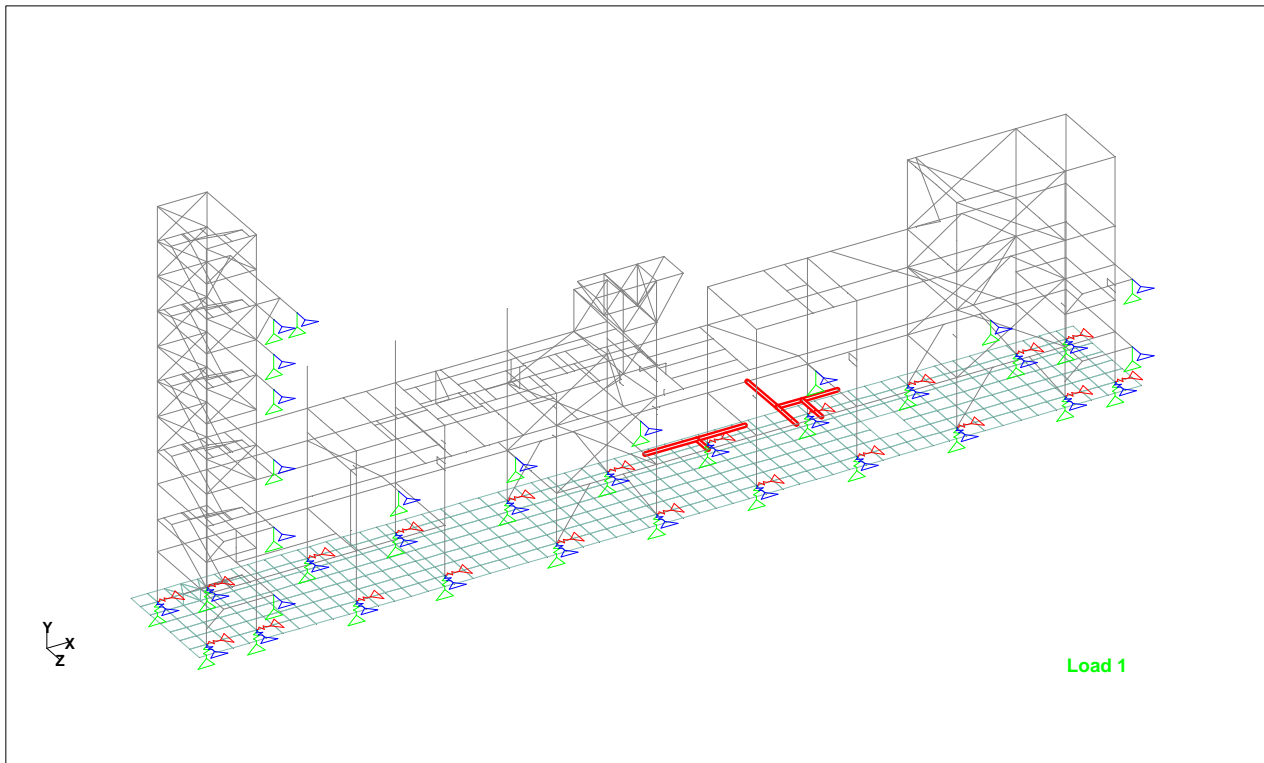
Date **9-Ene-09**

Chd

Client

File **rack_LARES_ESCALER/**

Date/Time **10-Sep-2010 12:45**



HEB140

Utilization Ratio

Beam	Analysis	Property	Design	Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
351	HEB140	HEB140	HEB140	HEB140	0.452	DEFLECTION	066	43.000	1.51E 3	550.000	22.500
360	HEB140	HEB140	HEB140	HEB140	0.379	DEFLECTION	069	43.000	1.51E 3	550.000	22.500
361	HEB140	HEB140	HEB140	HEB140	0.059	DEFLECTION	114	43.000	1.51E 3	550.000	22.500
399	HEB140	HEB140	HEB140	HEB140	0.170	DEFLECTION	051	43.000	1.51E 3	550.000	22.500
400	HEB140	HEB140	HEB140	HEB140	0.169	DEFLECTION	066	43.000	1.51E 3	550.000	22.500
403	HEB140	HEB140	HEB140	HEB140	0.077	DEFLECTION	066	43.000	1.51E 3	550.000	22.500
408	HEB140	HEB140	HEB140	HEB140	0.040	DEFLECTION	124	43.000	1.51E 3	550.000	22.500
416	HEB140	HEB140	HEB140	HEB140	0.073	DEFLECTION	070	43.000	1.51E 3	550.000	22.500



Job No
CTCC LARES

Sheet No
1

Rev

Software licensed to

Part **RACK PRINCIPAL**

Job Title

Ref

By **David**

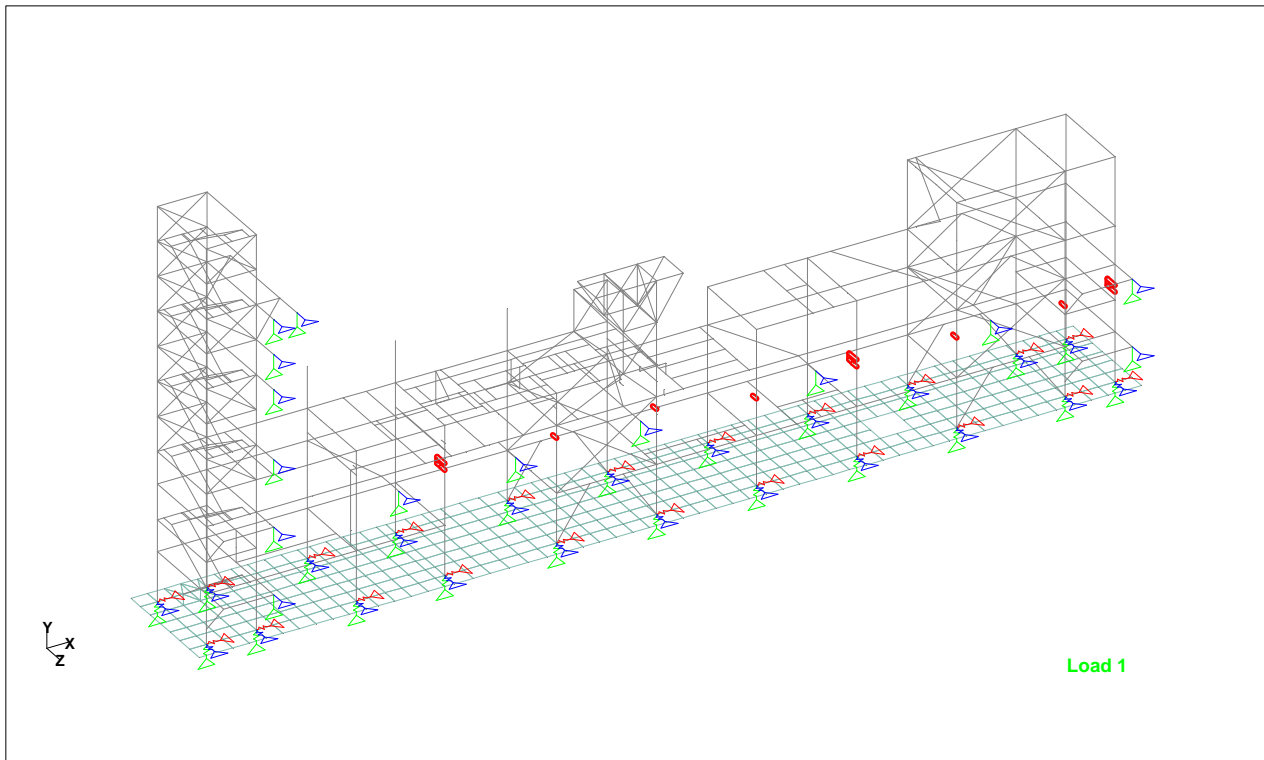
Date **9-Ene-09**

Chd

Client

File **rack_LARES_ESCALER/**

Date/Time **10-Sep-2010 12:45**



HEB120

Utilization Ratio

Beam	Analysis Property	Design Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
107	HEB120	HEB120	0.078	DEFLECTION	084	34.000	864.000	318.000	14.900
108	HEB120	HEB120	0.198	DEFLECTION	090	34.000	864.000	318.000	14.900
109	HEB120	HEB120	0.084	DEFLECTION	075	34.000	864.000	318.000	14.900
111	HEB120	HEB120	0.086	DEFLECTION	117	34.000	864.000	318.000	14.900
197	HEB120	HEB120	0.085	DEFLECTION	039	34.000	864.000	318.000	14.900
314	HEB120	HEB120	0.101	DEFLECTION	035	34.000	864.000	318.000	14.900
382	HEB120	HEB120	0.106	DEFLECTION	093	34.000	864.000	318.000	14.900
427	HEB120	HEB120	0.038	DEFLECTION	079	34.000	864.000	318.000	14.900
428	HEB120	HEB120	0.126	DEFLECTION	094	34.000	864.000	318.000	14.900
429	HEB120	HEB120	0.034	DEFLECTION	050	34.000	864.000	318.000	14.900
431	HEB120	HEB120	0.046	DEFLECTION	089	34.000	864.000	318.000	14.900
454	HEB120	HEB120	0.102	DEFLECTION	075	34.000	864.000	318.000	14.900
523	HEB120	HEB120	0.106	DEFLECTION	072	34.000	864.000	318.000	14.900
558	HEB120	HEB120	0.036	DEFLECTION	034	34.000	864.000	318.000	14.900
559	HEB120	HEB120	0.166	DEFLECTION	047	34.000	864.000	318.000	14.900
560	HEB120	HEB120	0.038	DEFLECTION	097	34.000	864.000	318.000	14.900
562	HEB120	HEB120	0.054	DEFLECTION	097	34.000	864.000	318.000	14.900



Job No
CTCC LARES

Sheet No
1

Rev

Software licensed to

Part **RACK PRINCIPAL**

Job Title

Ref

By **David**

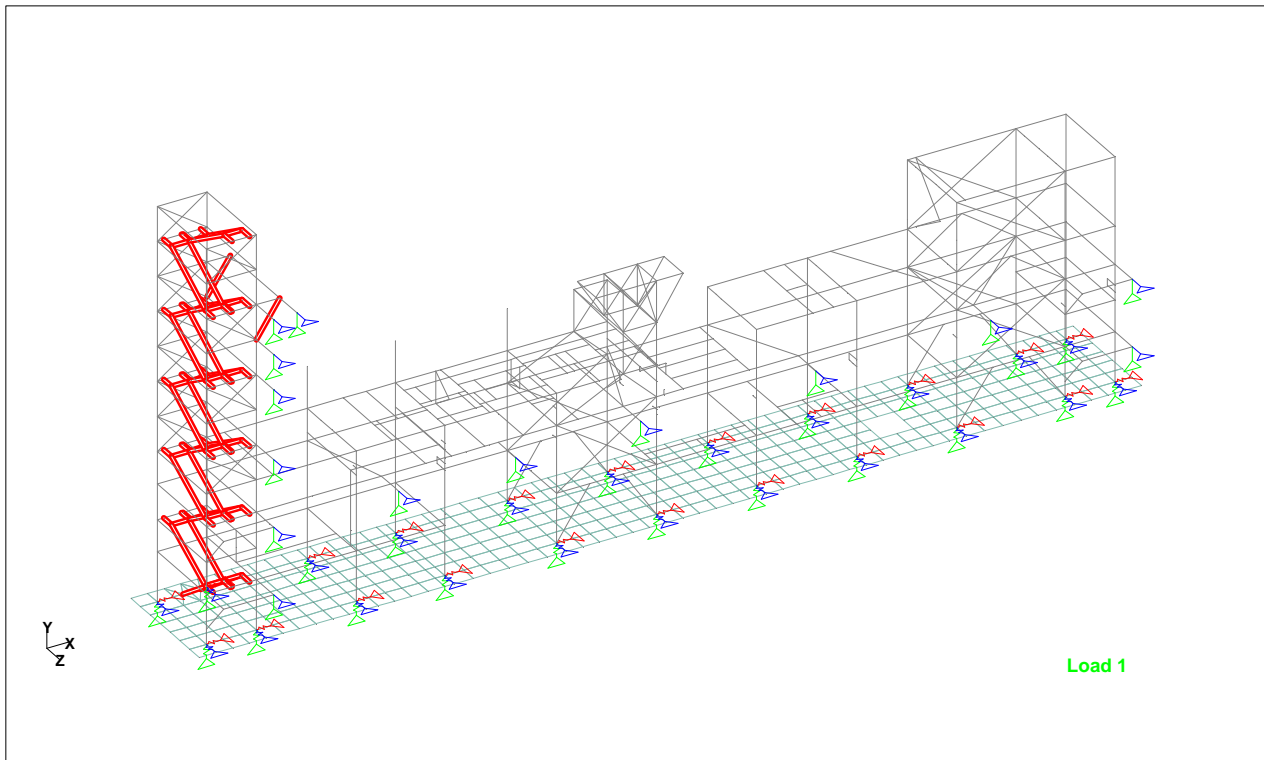
Date **9-Ene-09**

Chd

Client

File **rack_LARES_ESCALER/**

Date/Time **10-Sep-2010 12:45**



UPN200

Utilization Ratio

Beam	Analysis Property	Design Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
654	UPN200	UPN200	0.635	DEFLECTION	122	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
655	UPN200	UPN200	0.807	DEFLECTION	122	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
662	UPN200	UPN200	0.109	DEFLECTION	107	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
663	UPN200	UPN200	0.113	DEFLECTION	123	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
664	UPN200	UPN200	0.095	DEFLECTION	105	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
665	UPN200	UPN200	0.121	DEFLECTION	120	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
666	UPN200	UPN200	0.349	DEFLECTION	120	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
667	UPN200	UPN200	0.713	DEFLECTION	120	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
668	UPN200	UPN200	0.319	DEFLECTION	120	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
669	UPN200	UPN200	0.186	DEFLECTION	120	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
670	UPN200	UPN200	0.472	DEFLECTION	120	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
671	UPN200	UPN200	0.214	DEFLECTION	120	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
672	UPN200	UPN200	0.258	DEFLECTION	120	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
673	UPN200	UPN200	0.152	DEFLECTION	120	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
674	UPN200	UPN200	0.180	DEFLECTION	120	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
675	UPN200	UPN200	0.277	DEFLECTION	120	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
676	UPN200	UPN200	0.117	DEFLECTION	096	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
677	UPN200	UPN200	0.160	DEFLECTION	096	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
678	UPN200	UPN200	0.280	DEFLECTION	096	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
679	UPN200	UPN200	0.235	DEFLECTION	096	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
680	UPN200	UPN200	0.278	DEFLECTION	096	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
681	UPN200	UPN200	0.166	DEFLECTION	096	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
682	UPN200	UPN200	0.582	DEFLECTION	096	32.200	1.91E 3	148.000	12.600



Software licensed to

Job No
CTCC LARESSheet No
2

Rev

Part RACK PRINCIPAL

Job Title

Ref

By David

Date 9-Ene-09

Chd

Client

File rack_LARES_ESCALER/

Date/Time 10-Sep-2010 12:45

Utilization Ratio Cont...

Beam	Analysis	Property	Design	Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
683	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.492	DEFLECTION	096	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
684	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.144	DEFLECTION	107	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
685	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.155	DEFLECTION	100	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
686	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.306	DEFLECTION	100	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
687	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.150	DEFLECTION	100	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
688	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.226	DEFLECTION	100	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
689	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.163	DEFLECTION	100	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
690	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.683	DEFLECTION	100	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
691	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.506	DEFLECTION	100	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
692	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.153	DEFLECTION	102	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
693	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.183	DEFLECTION	104	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
694	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.217	DEFLECTION	104	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
695	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.224	DEFLECTION	104	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
696	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.273	DEFLECTION	104	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
697	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.131	DEFLECTION	104	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
698	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.547	DEFLECTION	104	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
699	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.417	DEFLECTION	104	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
700	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.166	DEFLECTION	104	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
701	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.158	DEFLECTION	100	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
702	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.269	DEFLECTION	100	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
703	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.143	DEFLECTION	100	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
704	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.176	DEFLECTION	100	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
705	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.143	DEFLECTION	100	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
706	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.157	DEFLECTION	103	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
707	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.180	DEFLECTION	102	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
708	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.165	DEFLECTION	102	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
709	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.181	DEFLECTION	102	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
710	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.220	DEFLECTION	102	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
711	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.177	DEFLECTION	102	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
712	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.596	DEFLECTION	102	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
713	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.509	DEFLECTION	102	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
714	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.506	DEFLECTION	102	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
715	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.491	DEFLECTION	102	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
716	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.169	DEFLECTION	104	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
717	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.165	DEFLECTION	102	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
718	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.221	DEFLECTION	102	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
719	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.145	DEFLECTION	102	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
720	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.140	DEFLECTION	102	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
721	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.155	DEFLECTION	102	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
722	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.501	DEFLECTION	102	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
723	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.507	DEFLECTION	102	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
724	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.177	DEFLECTION	105	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
725	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.161	DEFLECTION	104	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
726	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.131	DEFLECTION	104	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
727	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.251	DEFLECTION	104	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
728	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.205	DEFLECTION	104	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
729	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.199	DEFLECTION	104	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
730	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.506	DEFLECTION	104	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
731	UPN200	UPN200	UPN200	UPN200	0.491	DEFLECTION	104	32.200	1.91E 3	148.000	12.600



Software licensed to

Job No
CTCC LARES

Sheet No
3

Rev

Part RACK PRINCIPAL

Job Title

Ref

By David Date 9-Ene-09 Chd

Client

File rack_LARES_ESCALER/ Date/Time 10-Sep-2010 12:45

Utilization Ratio Cont...

Beam	Analysis <input type="checkbox"/> Property	Design <input type="checkbox"/> Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
764	UPN200	UPN200	0.150	DEFLECTION	105	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
765	UPN200	UPN200	0.094	DEFLECTION	105	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
766	UPN200	UPN200	0.175	DEFLECTION	105	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
767	UPN200	UPN200	0.167	DEFLECTION	105	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
768	UPN200	UPN200	0.137	DEFLECTION	105	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
769	UPN200	UPN200	0.237	DEFLECTION	105	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
770	UPN200	UPN200	0.107	DEFLECTION	105	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
771	UPN200	UPN200	0.170	DEFLECTION	105	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
772	UPN200	UPN200	0.192	DEFLECTION	105	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
775	UPN200	UPN200	0.490	DEFLECTION	125	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
776	UPN200	UPN200	0.553	DEFLECTION	125	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
777	UPN200	UPN200	0.499	DEFLECTION	125	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
778	UPN200	UPN200	0.534	DEFLECTION	125	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
796	UPN200	UPN200	0.200	DEFLECTION	121	32.200	1.91E 3	148.000	12.600
797	UPN200	UPN200	0.160	DEFLECTION	121	32.200	1.91E 3	148.000	12.600



Job No
CTCC LARES

Sheet No
1

Rev

Software licensed to

Part **RACK PRINCIPAL**

Job Title

Ref

By **David**

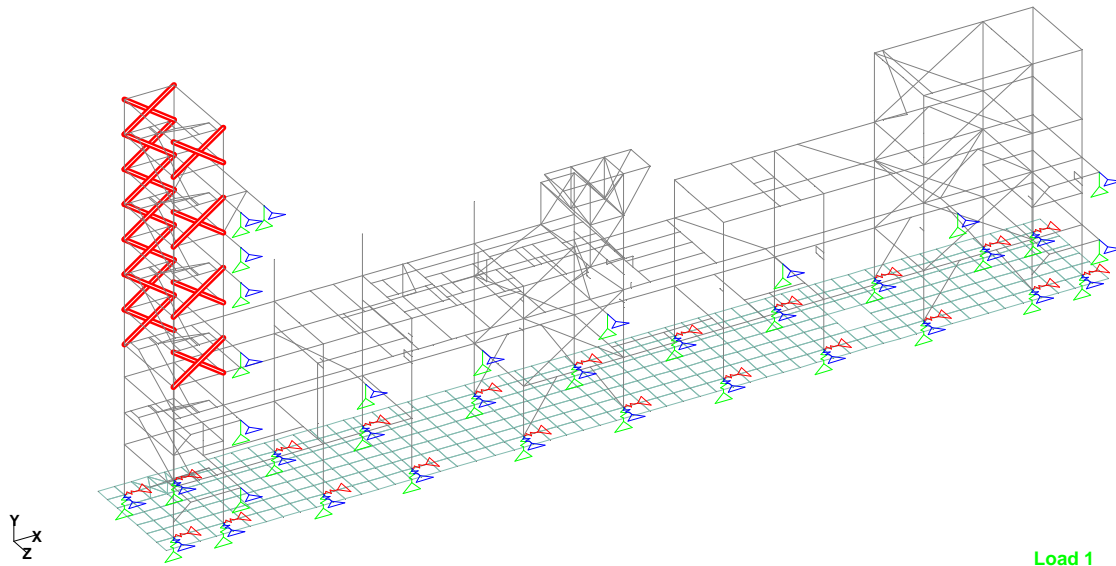
Date **9-Ene-09**

Chd

Client

File **rack_LARES_ESCALER/**

Date/Time **10-Sep-2010 12:45**



UPN160

Utilization Ratio

Beam	Analysis	Property	Design	Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
623	UPN160	UPN160	UPN160	UPN160	0.456	DEFLECTION	103	24.000	925.000	85.300	7.800
624	UPN160	UPN160	UPN160	UPN160	0.537	DEFLECTION	103	24.000	925.000	85.300	7.800
627	UPN160	UPN160	UPN160	UPN160	0.423	DEFLECTION	103	24.000	925.000	85.300	7.800
628	UPN160	UPN160	UPN160	UPN160	0.435	DEFLECTION	103	24.000	925.000	85.300	7.800
631	UPN160	UPN160	UPN160	UPN160	0.138	DEFLECTION	103	24.000	925.000	85.300	7.800
632	UPN160	UPN160	UPN160	UPN160	0.266	DEFLECTION	103	24.000	925.000	85.300	7.800
635	UPN160	UPN160	UPN160	UPN160	0.346	DEFLECTION	103	24.000	925.000	85.300	7.800
636	UPN160	UPN160	UPN160	UPN160	0.410	DEFLECTION	103	24.000	925.000	85.300	7.800
637	UPN160	UPN160	UPN160	UPN160	0.325	DEFLECTION	103	24.000	925.000	85.300	7.800
638	UPN160	UPN160	UPN160	UPN160	0.341	DEFLECTION	103	24.000	925.000	85.300	7.800
639	UPN160	UPN160	UPN160	UPN160	0.244	DEFLECTION	103	24.000	925.000	85.300	7.800
640	UPN160	UPN160	UPN160	UPN160	0.254	DEFLECTION	103	24.000	925.000	85.300	7.800
641	UPN160	UPN160	UPN160	UPN160	0.191	DEFLECTION	103	24.000	925.000	85.300	7.800
642	UPN160	UPN160	UPN160	UPN160	0.210	DEFLECTION	103	24.000	925.000	85.300	7.800
643	UPN160	UPN160	UPN160	UPN160	0.076	DEFLECTION	103	24.000	925.000	85.300	7.800
644	UPN160	UPN160	UPN160	UPN160	0.145	DEFLECTION	103	24.000	925.000	85.300	7.800
645	UPN160	UPN160	UPN160	UPN160	0.083	DEFLECTION	103	24.000	925.000	85.300	7.800
646	UPN160	UPN160	UPN160	UPN160	0.097	DEFLECTION	103	24.000	925.000	85.300	7.800
787	UPN160	UPN160	UPN160	UPN160	0.066	DEFLECTION	125	24.000	925.000	85.300	7.800
788	UPN160	UPN160	UPN160	UPN160	0.067	DEFLECTION	125	24.000	925.000	85.300	7.800
789	UPN160	UPN160	UPN160	UPN160	0.030	DEFLECTION	125	24.000	925.000	85.300	7.800
790	UPN160	UPN160	UPN160	UPN160	0.033	DEFLECTION	125	24.000	925.000	85.300	7.800



Job No
CTCC LARES

Sheet No
1

Rev

Software licensed to

Part **RACK PRINCIPAL**

Job Title

Ref

By **David**

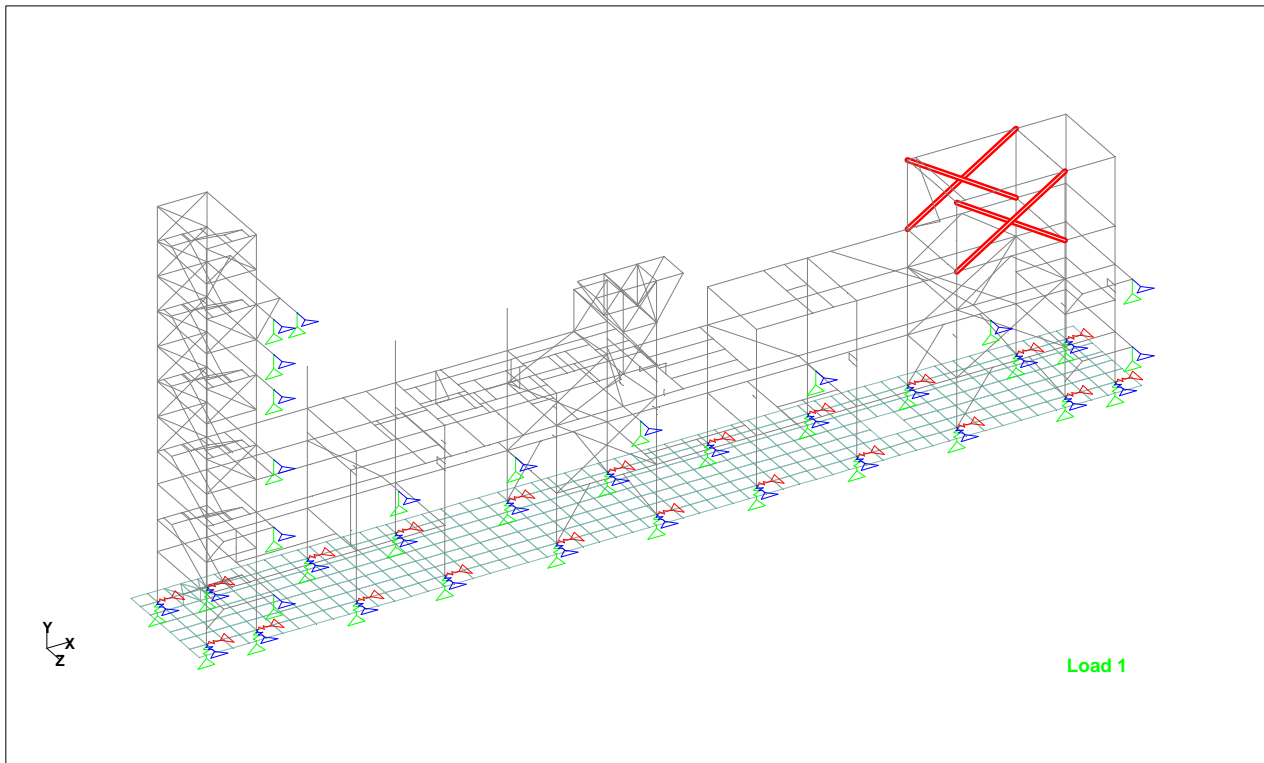
Date **9-Ene-09**

Chd

Client

File **rack_LARES_ESCALER/**

Date/Time **10-Sep-2010 12:45**



L 120

Utilization Ratio

Beam	Analysis Property	Design Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
496	L120X120X12	L120X120X12	0.091	DEFLECTION	052	27.540	152.090	594.452	13.219
497	L120X120X12	L120X120X12	0.135	DEFLECTION	061	27.540	152.090	594.452	13.219
498	L120X120X12	L120X120X12	0.098	DEFLECTION	001	27.540	152.090	594.452	13.219
499	L120X120X12	L120X120X12	0.071	DEFLECTION	051	27.540	152.090	594.452	13.219



Job No
CTCC LARES

Sheet No
1

Rev

Software licensed to

Part **RACK PRINCIPAL**

Job Title

Ref

By **David**

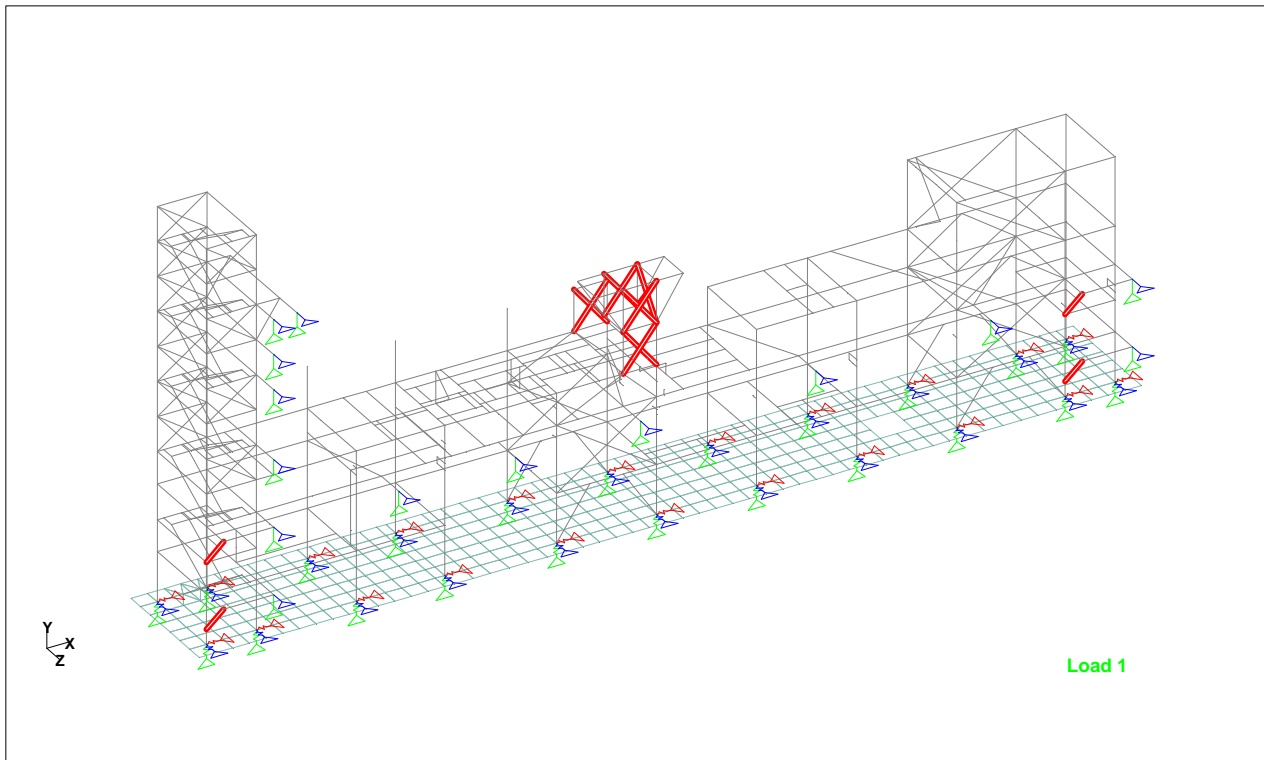
Date **9-Ene-09**

Chd

Client

File **rack_LARES_ESCALER/**

Date/Time **10-Sep-2010 12:45**



L80

Utilization Ratio

Beam	Analysis Property	Design Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
4	L80X80X8	L80X80X8	0.209	DEFLECTION	117	12.300	29.933	117.543	2.624
13	L80X80X8	L80X80X8	0.201	DEFLECTION	118	12.300	29.933	117.543	2.624
290	L80X80X8	L80X80X8	0.090	DEFLECTION	062	12.300	29.933	117.543	2.624
291	L80X80X8	L80X80X8	0.146	DEFLECTION	023	12.300	29.933	117.543	2.624
292	L80X80X8	L80X80X8	0.127	DEFLECTION	037	12.300	29.933	117.543	2.624
293	L80X80X8	L80X80X8	0.159	DEFLECTION	070	12.300	29.933	117.543	2.624
297	L80X80X8	L80X80X8	0.025	DEFLECTION	038	12.300	29.933	117.543	2.624
298	L80X80X8	L80X80X8	0.116	DEFLECTION	068	12.300	29.933	117.543	2.624
299	L80X80X8	L80X80X8	0.073	DEFLECTION	067	12.300	29.933	117.543	2.624
300	L80X80X8	L80X80X8	0.099	DEFLECTION	016	12.300	29.933	117.543	2.624
337	L80X80X8	L80X80X8	0.337	DEFLECTION	060	12.300	29.933	117.543	2.624
338	L80X80X8	L80X80X8	0.546	DEFLECTION	120	12.300	29.933	117.543	2.624
515	L80X80X8	L80X80X8	0.123	DEFLECTION	110	12.300	29.933	117.543	2.624
525	L80X80X8	L80X80X8	0.114	DEFLECTION	089	12.300	29.933	117.543	2.624



Job No
CTCC LARES

Sheet No
1

Rev

Software licensed to

Part **RACK PRINCIPAL**

Job Title

Ref

By **David**

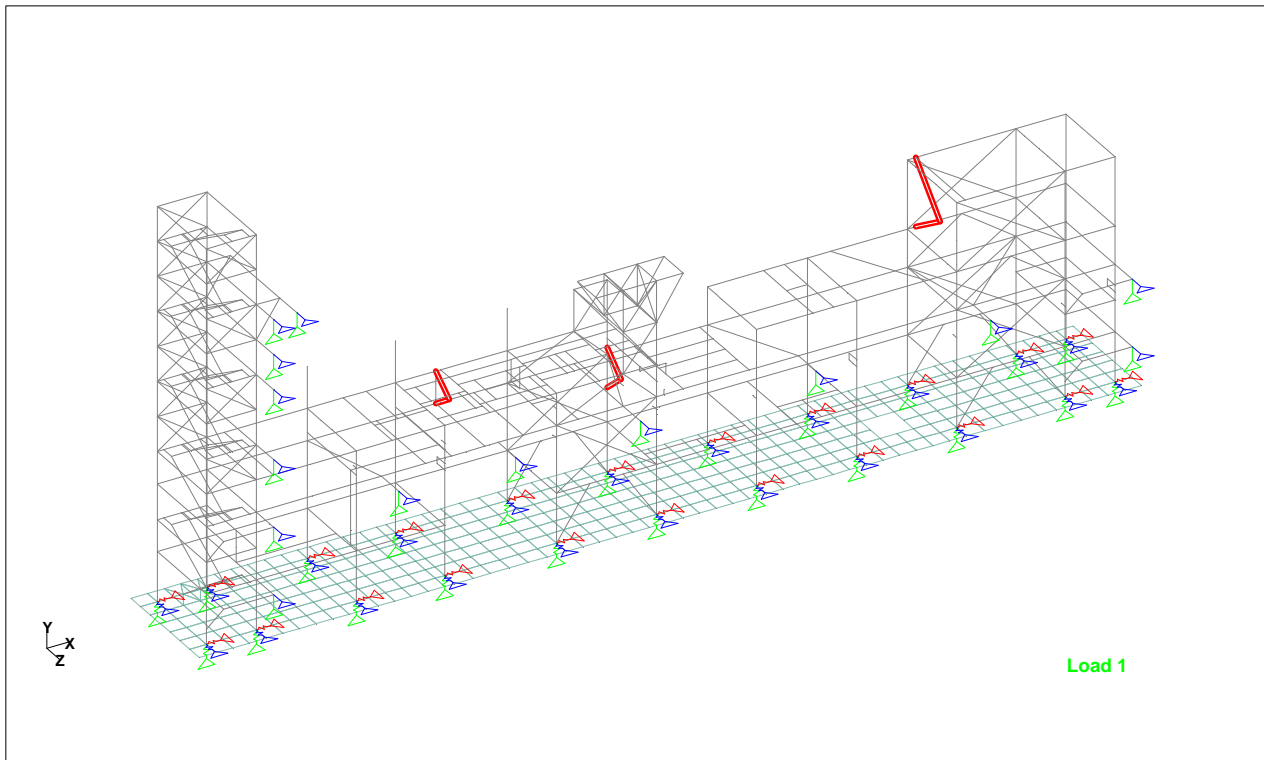
Date **9-Ene-09**

Chd

Client

File **rack_LARES_ESCALER/**

Date/Time **10-Sep-2010 12:45**



TUB300

Utilization Ratio

Beam	Analysis Property	Design Property	Ratio	Clause	L/C	Ax (cm ²)	Iz (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Ix (cm ⁴)
144	TUB30030012.	TUB30030012.	0.068	DEFLECTION	096	133.800	18.2E 3	18.2E 3	29.3E 3
146	TUB30030012.	TUB30030012.	0.060	DEFLECTION	096	133.800	18.2E 3	18.2E 3	29.3E 3
311	TUB30030012.	TUB30030012.	0.175	DEFLECTION	096	133.800	18.2E 3	18.2E 3	29.3E 3
316	TUB30030012.	TUB30030012.	0.224	DEFLECTION	098	133.800	18.2E 3	18.2E 3	29.3E 3
477	TUB30030012.	TUB30030012.	0.047	DEFLECTION	089	133.800	18.2E 3	18.2E 3	29.3E 3
478	TUB30030012.	TUB30030012.	0.061	DEFLECTION	037	133.800	18.2E 3	18.2E 3	29.3E 3